

**UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID**  
**ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR**



Departamento de Mecánica de Medios Continuos y  
Teoría de estructuras

PROYECTO FIN DE CARRERA

**Análisis de estados límite de servicio relativos a la  
vía en viaducto ferroviario de tablero continuo**

**AUTOR** Alberto del Puerto Melchor  
Ingeniería Técnica Industrial  
Especialidad Mecánica

**TUTOR** Manuel Cuadrado Sanguino

Febrero de 2010



# Agradecimientos

Quiero dedicar este proyecto a mis padres, porque sin su apoyo durante todos estos años ahora mismo no sería la persona que soy y no me encontraría escribiendo estas líneas en estos momentos.

Muchísimas gracias.



# ÍNDICE

<b>Capítulo 1. Introducción.....</b>	<b>6</b>
1.1 Morfología del viaducto .....	6
1.2 Condiciones de deformabilidad y vibraciones .....	9
1.2.1 Aceleración vertical del tablero .....	9
1.2.2 Alabeo del tablero .....	9
1.2.3 Giros .....	9
1.2.4 Desplazamientos horizontales del tablero .....	9
1.2.5 Desplazamientos verticales del tablero .....	10
1.2.6 Vibración transversal del tablero .....	10
<b>Capítulo 2. Definición del proyecto.....</b>	<b>11</b>
2.1. Definición de la estructura .....	11
2.2. Emplazamiento geográfico de la estructura .....	12
2.3. Definición de la vía .....	12
2.4. Definición de la sección del tablero .....	12
2.5. Objetivos del proyecto .....	13
2.5.1. Aceleración vertical del tablero .....	14
2.5.2. Alabeos del tablero y total .....	16
2.5.3. Deformación vertical del tablero .....	17
2.5.4. Deformación horizontal del tablero .....	18
2.5.5. Vibración transversal del tablero .....	18
2.5.6. Giro transversal del tablero.....	19
2.5.7. Estados límite para el confort de los usuarios .....	19
2.5.8. Interacción longitudinal vía-tablero .....	20
<b>Capítulo 3. Resumen de comprobaciones .....</b>	<b>21</b>
3.1. Comprobación de la aceleración vertical máxima .....	21
3.2. Comprobación de los alabeos del tablero y total .....	22
3.3. Comprobación de las deformaciones verticales del tablero .....	23
3.4. Comprobación de las deformaciones horizontales del tablero .....	24



3.5. Comprobación de la vibración transversal del tablero .....	25
3.6. Comprobación del giro transversal del tablero.....	26
3.7. Comprobación de los estados límite para el confort de los usuarios .....	27
3.8. Comprobación de la interacción longitudinal vía-tablero.....	28
 <b>Capítulo 4. Conclusiones .....</b>	<b>29</b>
 <b>Anejo A. Acciones a considerar .....</b>	<b>31</b>
A.1. Acciones permanentes.....	31
A.1.1. Peso propio .....	31
A.1.2. Cargas muertas .....	31
A.2. Acciones variables.....	32
A.2.1. Cargas verticales .....	33
A.2.2. Acciones horizontales debidas al tráfico.....	38
A.2.3. Viento.....	41
A.2.4. Acciones térmicas .....	48
 <b>Anejo B. Comprobación de los estados límite de servicio .....</b>	<b>55</b>
B.1. Aceleración vertical del tablero .....	55
B.2. Alabeos del tablero y total .....	57
B.2.1. Alabeo parcial.....	57
B.2.2. Alabeo total.....	58
B.3. Deformación vertical del tablero .....	60
B.3.1. Flecha vertical en el vano lateral.....	60
B.3.2. Flecha vertical en el vano central.....	62
B.3.3. Giro vertical en el estribo.....	63
B.4. Deformación horizontal del tablero.....	65
B.4.1. Flecha horizontal en el vano lateral .....	65
B.4.2. Flecha horizontal en el vano central .....	67
B.4.3. Giro horizontal en el estribo .....	68
B.5. Vibración transversal del tablero .....	70
B.6. Giro transversal del tablero .....	72
B.7. Estados límite para el confort de los usuarios .....	73
B.7.1. Flecha en el vano lateral .....	73



B.7.2. Flecha en el vano central .....	75
B.8. Interacción longitudinal vía-tablero .....	76
<b>Anejo C. Hojas de resultados .....</b>	<b>78</b>
C.1. Frecuencias propias .....	80
C.2. Alabeos .....	82
C.2.1. Alabeo parcial .....	82
C.2.2. Alabeo total .....	85
C.3. Deformaciones verticales del tablero .....	89
C.3.1. Flecha vertical en el vano lateral .....	89
C.3.2. Flecha vertical en el vano central .....	92
C.3.3. Giro vertical en el estribo .....	95
C.4. Deformaciones horizontales del tablero .....	99
C.4.1. Flecha horizontal en el vano lateral .....	99
C.4.2. Flecha horizontal en el vano central .....	102
C.4.3. Giro horizontal en el estribo .....	105
C.5. Desplazamiento transversal relativo .....	109
C.6. Giro transversal del tablero .....	114
C.7. Estados límite para el confort de los usuarios .....	118
C.7.1. Flecha en el vano lateral .....	118
C.7.2. Flecha en el vano central .....	121



# Capítulo 1.

## Introducción

---

Se presenta la necesidad de diseñar un viaducto ferroviario para el tramo León - La Robla, contenido en la línea ferroviaria que une las poblaciones de León y Oviedo. Como posible solución se ha presentado un diseño de un puente recto consistente en una losa aligerada continua actuando como tablero sobre estribos y pilas. El objetivo fundamental de este proyecto consiste en realizar las comprobaciones que aparecen en los Estados Límite de Servicio de la IAPF-2007 (Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril) para la el tablero propuesto en el diseño.

Por este motivo, en esta introducción se pretende dar una visión breve al lector de qué es un puente recto y qué es una losa aligerada. De esta manera, tras este acercamiento será más sencillo comprender todos los conceptos que aparecerán a lo largo de este proyecto. De igual modo, se hablará en esta introducción de la importancia de cada una de las comprobaciones que aparecen en la normativa, ya que la finalidad de este proyecto consiste en la verificación de las condiciones que aparecen en los ELS de la IAPF-2007 respecto al tablero elegido para el diseño.

### 1.1 Morfología del viaducto

Como se ha dicho, la solución propuesta consiste en un puente recto apoyado sobre pilas y estribos. Este tipo de puentes (los rectos) están constituidos por un tablero que descansa inferiormente sobre unos estribos extremos y, en ocasiones, también en pilas interiores, de tal modo que los esfuerzos de flexión del tablero no se transmiten a los apoyos. En otras palabras, la vinculación entre el tablero y los estribos o pilas es la de un apoyo móvil o una articulación fija.

Longitudinalmente el tablero de este tipo de puentes estructuralmente puede ser muy variado, es decir, puede estar formado por un conjunto de tramos isostáticos, configurar una viga continua (la solución adoptada en este proyecto) o poseer articulaciones en el interior del vano como en los puentes "Gerber". Pero todas estas variantes deben tener en común el hecho de que no trasladen esfuerzos de flexión los estribos o a las pilas.

El puente recto en sección cajón es el puente de ferrocarril por antonomasia. Esta tipología tiene un excelente aprovechamiento del material en lo que se refiere a optimizar su rigidez y su resistencia a flexión y a torsión, características éstas fundamentales para el clásico puente en cajón monocelular para doble vía.

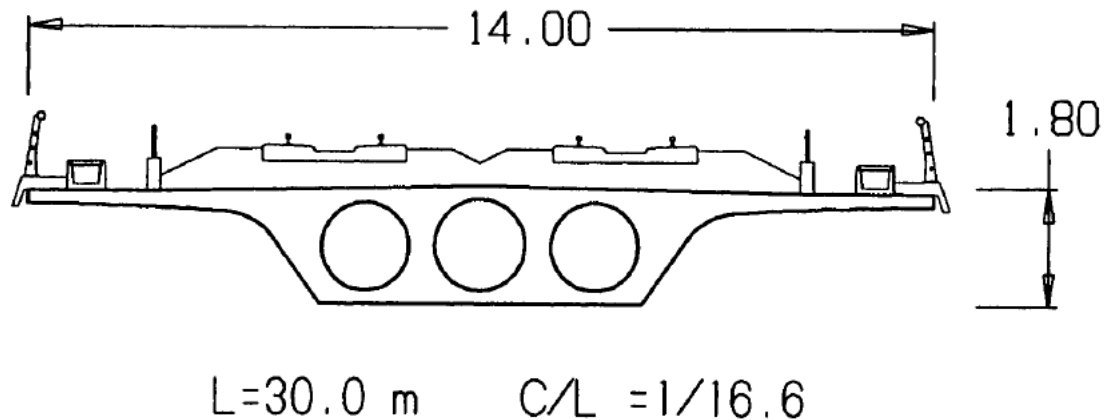
Un ejemplo de puente recto ferroviario dentro de España es el viaducto del AVE Madrid - Barcelona sobre la vega del río Huerva (Aragón). Este impresionante viaducto constituyó un hito histórico cuando entró en servicio el 11 de octubre de 2003. Se ha adjuntado una imagen del puente citado.



*Viaducto del AVE Madrid – Barcelona sobre la vega del río Huerva.*

El número de apoyos que existen sobre cada pila determina el comportamiento transversal del tablero, en este caso se ha decidido colocar dos apoyos de neopreno para garantizar una adecuada rigidez a torsión y de este modo las cargas excéntricas provocarán giros por torsión muy pequeños. Cuando existe una sola zona de apoyo sobre la pila los giros por torsión son mayores y las reacciones correspondientes a torsión se trasladan hasta los estribos. En estas circunstancias los giros debidos a ese esfuerzo serán mayores y esta solución es sólo aconsejable en los puentes de pocos vanos y de poca longitud.

El tipo de tablero que se ha propuesto para el viaducto consiste en una losa aligerada. Esta sección transversal se utiliza en los puentes de hormigón y su diseño consiste en una geometría fundamentalmente rectangular, que puede contar con voladizos laterales, cuyo interior alberga varios orificios, o aligeramientos, a fin de eliminar la cantidad de material en las zonas donde menos se requiere y de este modo disminuir el peso propio de la sección. La forma de los aligeramientos suele ser circular o rectangular. En este caso se adoptará una sección con voladizos laterales y aligeramientos circulares de 14 m de ancho y 2,45 m de canto. A continuación se incluye una imagen de este tipo de secciones, para aclarar posibles dudas al lector.



*Losa de hormigón pretensado aligerada con tubos cilíndricos.*

Los puentes de tablero de losa aligerada tienen su origen en épocas del desarrollo y la proliferación de las autopistas, que presentaban numerosos tramos y enlaces resueltos mediante puentes que habrían de tener geometría curva. Asimismo, si dicha estructura estaba situada en un enlace daba lugar a la aparición de ramales de entrada y salida, lo que había que el tablero del puente presentase incluso bifurcaciones. Ninguna de estas situaciones, es decir, curva o tablero de geometría variable, resultaban resolubles con los tableros de viga que eran los más utilizados.

En una primera aproximación una manera de solucionar estas necesidades era una losa de hormigón adaptada a la geometría que requiriese el problema. Sin embargo, la adopción de una losa maciza conllevaba que el peso propio del tablero fuera excesivo y constituía con gran diferencia la carga más importante. Asimismo, la losa maciza de hormigón no utiliza eficazmente el material. Tanto si se utiliza armadura activa como pasiva el esquema tensional de una losa acarrea que existan zonas de hormigón con un nivel pequeño o nulo de tensiones.

En consecuencia, una buena solución para disminuir el peso del tablero pasaba por eliminar el material del interior de la losa que era donde menos se necesitaba desde el punto de vista tensional. Este aligeramiento afectaba en pequeña medida a la rigidez del tablero ya que la inercia que aportaban las zonas eliminadas era pequeña al estar situada cerca del centro de gravedad de la sección. De esta manera se llegaba a definir una sección transversal del tablero formada por una losa aligerada mediante unos huecos de geometría circular o poligonal. Esta solución ha venido siendo utilizada en puentes de geometría recta o curva con tablero de anchura constante o variable.

Los puentes de tableros de vigas están concebidos generalmente con tableros que trabajan independientemente en cada tramo, por el contrario los puentes de tablero de losa aligerada se proyectan para que el tablero funcione de forma solidaria a lo largo de todo el puente, apoyándose sobre las pilas y sobre los estribos. En consecuencia y desde el punto de vista longitudinal el tablero funciona como una viga continua.





## 1.2 Condiciones de deformabilidad y vibraciones

Las condiciones de deformabilidad en los puentes de ferrocarril son muy exigentes ya que movimientos excesivos pueden provocar cambios en la geometría de la vía que inciden sobre la seguridad, confort de los viajeros y el propio mantenimiento de la superestructura.

Los factores que afectan a la seguridad son: aceleraciones verticales del tablero, alabeo del mismo, giros en los extremos y cambio del ángulo horizontal. Los que afectan al confort de los pasajeros son los relativos a los desplazamientos verticales del tablero.

### 1.2.1 Aceleración vertical del tablero

Para aquellos tableros en los que existe un riesgo excesivo de vibraciones por encontrarse fuera de los márgenes de las frecuencias de vibración preestablecidas o bien que la velocidad de paso del tren sea superior a 220 km/h es necesario verificar que la máxima aceleración vertical no supera 0,35 g en vías de balasto.

Con esta comprobación se pretende evitar la pérdida de sustentación de la vía por aceleraciones próximas a 1 g que supondría poner en suspensión el balasto con los problemas de seguridad que supone.

### 1.2.2 Alabeo del tablero

Para evitar problemas de descarrilamiento por pérdida de contacto de la pestaña de la rueda con el carril, se limita el desplazamiento relativo de los carriles en 3 m de longitud, según la velocidad máxima. Esta condición se traduce en tableros de sección transversal indeformable, en una rigidez a torsión mínima.

### 1.2.3 Giros

Los giros en extremo del tablero en la transición entre el tablero y el terraplén se encuentran limitados, al igual que los giros relativos entre dos tableros adyacentes. Estas condiciones pretenden garantizar la estabilidad del balasto en las zonas de discontinuidad de los tableros.

### 1.2.4 Desplazamientos horizontales del tablero

La sobrecarga, conjuntamente con la acción del viento y la fuerza centrífuga, no debe producir variaciones angulares mayores que los límites que presenta la norma en función de la velocidad de proyecto. De igual modo, también se limita el radio de curvatura horizontal del tablero dependiendo de la velocidad de circulación.



### **1.2.5 Desplazamientos verticales del tablero**

Las limitaciones estrictas que establece la norma respecto a los desplazamientos verticales están motivadas para asegurar un nivel de confort adecuado para los pasajeros, establecido en términos de aceleraciones verticales. Los valores de referencia se establecen para un nivel de confort muy bueno, cuantificable en aceleraciones verticales inferiores a  $1,0 \text{ m/s}^2$ . Las limitaciones en términos de relación flecha-luz ( $\delta/L$ ) dependen de la velocidad y el rango de luces de la estructura.

### **1.2.6 Vibración transversal del tablero**

Para evitar fenómenos de resonancia lateral entre el movimiento lateral de los vehículos y el puente se comprobará que la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal en cualquier vano del puente no será inferior a 1,2 Hz.



## Capítulo 2.

# Definición del proyecto

---

### 2.1. Definición de la estructura

La estructura consiste en un puente recto de tres vanos, con un tablero constituido por una losa aligerada de hormigón pretensado, apoyada sobre dos pilas y dos estribos de hormigón armado. Los vanos son de luces 35,00-50,00-35,00 m.

El tablero es de hormigón pretensado HP-40. El ancho superior es de 14,00 m, y presenta voladizos laterales de 3,25 m. Las alas tienen un espesor mínimo de 0,20 m. El canto es constante en toda la longitud del tablero, con un valor de 2,45 m. La longitud total de la losa es de 120 m. En el apartado 2.4 de este documento se define claramente la geometría de la losa empleada.

Las dos pilas son de fuste único, de hormigón armado HA-30 y con una altura de 15 m. En sus extremos superiores recogen dos apoyos de neopreno confinado tipo pot con superficies deslizantes. Cada pila presenta en uno de los lados un apoyo pot tipo PU-500, con desplazamiento coaccionado en la dirección transversal, y en el otro un apoyo tipo PL-500, con desplazamientos horizontales libres. Su cimentación es profunda mediante pilotes.

Los extremos del tablero se apoyan en sendos estribos cerrados de hormigón armado HA-25. Los apoyos del tablero en el estribo E-1 son de tipo fijo, de modo que éste ha de resistir las acciones longitudinales que se produzcan sobre aquél, en particular la fuerza de frenado. Por su parte, el estribo E-2 está desvinculado de las acciones longitudinales sobre el tablero gracias a la presencia de unos apoyos tipo pot con superficie deslizante.

En el estribo E-1 uno de los apoyos es de tipo PF-200 y tiene coaccionados los movimientos horizontales, mientras que el otro es de tipo PU-200, con coacción al movimiento longitudinal del tablero.

En el estribo E-2 uno de los apoyos es del tipo PL-200 y permite todos los movimientos horizontales, mientras que el otro es de tipo PU-200 y coacciona el movimiento transversal relativo entre tablero y estribo.



## 2.2. Emplazamiento geográfico de la estructura

El viaducto ferroviario se encuentra ubicado al sur del término municipal de La Robla, provincia de León. Está proyectado para el tramo León - La Robla, dentro de la línea ferroviaria de alta velocidad que une las poblaciones de León y Oviedo. El puente se encuentra muy próximo a la estación de La Robla, debido a que se trata de una estación con parada la velocidad se limita de forma gradual para garantizar una detención del tren de forma segura. A lo largo del puente se ha fijado una velocidad de proyecto de 200 km/h. Esta limitación afecta a los dos sentidos, ya que el viaducto se encuentra tan próximo de la parada que, en el caso de que el tren esté saliendo de La Robla con dirección a León, no alcanzará la velocidad para la que ha sido proyectada la estructura.

El entorno del lugar es de tipo II (zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos). El conocimiento de este dato será necesario para calcular las acciones que produce el viento sobre la estructura.

## 2.3. Definición de la vía

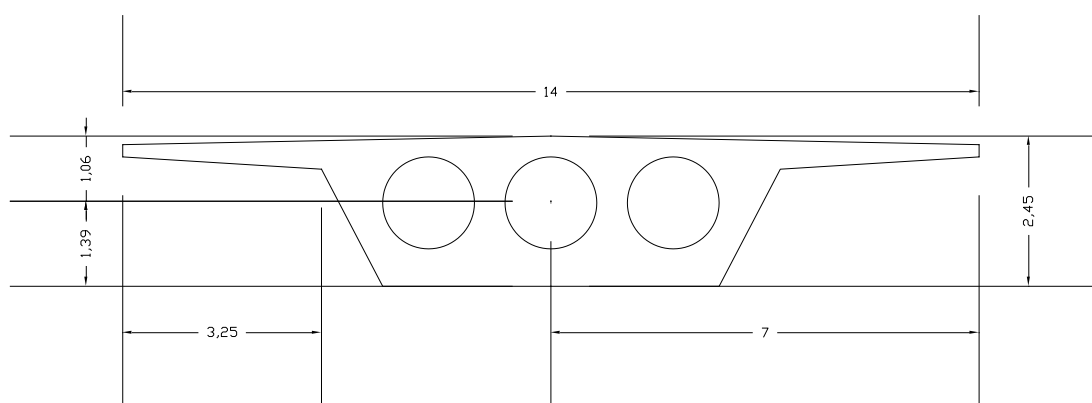
Se trata de un puente recto para doble vía con balasto en recta. El balasto tendrá un espesor teórico bajo traviesa de 0,40 m y una densidad de 20 kN/m<sup>3</sup>. Se utilizara el carril UIC 60 y traviesas monobloque de hormigón pretensado. El ancho de vía empleado será el ancho internacional, con una distancia entre caras interiores de carril de 1,435 m y 1,500 m entre ejes. La distancia entre ejes de vías es de 4,50 m. La velocidad de proyecto ha sido limitada a 200 km/h por la proximidad a la estación de La Roda y ser esta una estación con parada, como se ha indicado en el apartado anterior.

## 2.4. Definición de la sección del tablero

El tablero está constituido por una losa aligerada de hormigón pretensado HP-40 de 2,45 m de canto y 14 m de ancho. El área de la sección es de 13,04 m<sup>2</sup>. La sección es constante a lo largo de todo el puente.

Se ha situado el sistema de coordenadas en el centro de gravedad de la sección, tomando como eje "Y" un eje vertical, perpendicular al eje longitudinal del puente, y como eje "Z" un eje transversal, también perpendicular al eje longitudinal del puente. Los momentos principales de inercia de la sección empleada son:  $I_{yy} = 106,19 \text{ m}^4$  y  $I_{zz} = 8,51 \text{ m}^4$ . La inercia a torsión es de 15,34 m<sup>4</sup>.

La sección del tablero es la que se observa en la siguiente imagen. Las cotas que se incluyen están expresadas en metros. También se adjunta a continuación una tabla con las propiedades físicas de la sección.



*Sección de la losa.*

Área	$A = 13,0436 \text{ m}^2$
Perímetro	$P = 44,8642 \text{ m}$
Centro de gravedad	$y = 1,3873 \text{ m}$ $z = 7,00 \text{ m}$
Momentos principales de inercia respecto al centro de gravedad	$I_{yy} = 106,1971 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 8,5135 \text{ m}^4$
Inercia a torsión	$J = 15,34 \text{ m}^4$

*Propiedades de la sección.*

## 2.5. Objetivos del proyecto

El propósito de este proyecto es verificar que el tablero empleado en la estructura definida en este capítulo cumple los estados límite de servicio que se recogen en la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-2007). Dichos estados límite consisten en asegurar que las aceleraciones y deformaciones que sufre el tablero, originadas por una serie de acciones recogidas en la norma, no superan unos límites establecidos por ésta en función de la velocidad de proyecto y el tipo de estructura.

Resumimos en los siguientes apartados las aceleraciones y deformaciones máximas que permite la IAPF-2007 para la estructura y la velocidad de proyecto indicadas en este documento.

### 2.5.1. Aceleración vertical del tablero

La IAPF indica que para puentes con vías con balasto la aceleración vertical máxima permitida es de  $a_{\max} \leq 0,35g$ . Esta comprobación no será necesario realizarla si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- Ha de cumplirse que la frecuencia propia del primer modo de vibración por flexión vertical se encuentra dentro de los límites definidos por las siguientes ecuaciones:

Límite superior:

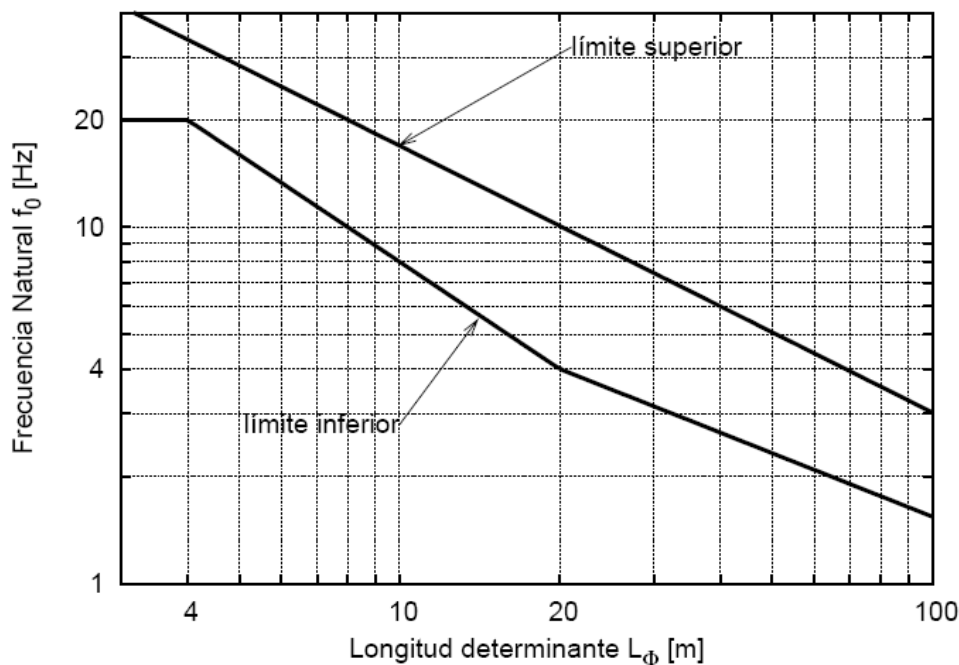
$$f_0 [\text{Hz}] = 94,76 \cdot L_\phi^{-0,748}$$

Límite inferior:

$f_0 [\text{Hz}] = 20$	(para $L_\phi < 4 \text{ m}$ )
$f_0 [\text{Hz}] = 80 / L_\phi$	(para $4 \text{ m} \leq L_\phi \leq 20 \text{ m}$ )
$f_0 [\text{Hz}] = 23,58 \cdot L_\phi^{-0,592}$	(para $20 \text{ m} < L_\phi \leq 100 \text{ m}$ )
$f_0 [\text{Hz}] = 0$	(para $100 \text{ m} < L_\phi$ )

donde  $L_\phi$  es la longitud determinante, en [m].

Representando estas ecuaciones en una grafica se obtiene la siguiente figura:



*Límites de la frecuencia natural en función de la longitud determinante.*



Para calcular la longitud determinante se utiliza al apéndice B.2.1.1. En el caso 5.2 del cuadro B.4 se encuentra las ecuaciones necesarias para realizar los cálculos para vigas y losas continuas de  $n$  vanos.

$$L_m = (L_1 + L_2 + \dots + L_n) / n$$

$$L_m = (35 \text{ m} + 50 \text{ m} + 35 \text{ m}) / 3 = 40 \text{ m}$$

donde  $L_i$  es la longitud de cada vano.

$$L_\phi = k \cdot L_m \text{ [no menor que } \max L_i (i = 1 \dots n)]$$

$n =$	2	3	4	$\geq 5$
$k =$	1,2	1,3	1,4	1,5

El número de vanos del puente es 3, por este motivo el valor que toma  $k$  es 1,3.

$$L_\phi = k \cdot L_m \text{ [no menor que } \max L_i (i = 1 \dots n)]$$

$$L_\phi = 1,3 \cdot 40 \text{ m} = 52 \text{ m (se cumple que } \max L_i = L_2 = 50 \text{ m} < L_\phi = 52 \text{ m)}$$

Una vez se conoce la longitud determinante del viaducto pueden calcularse los límites de la frecuencia propia.

Límite superior:

$$f_0 [\text{Hz}] = 94,76 \cdot L_\phi^{-0,748} = 94,76 \cdot 52^{-0,748} = 4,93 \text{ Hz}$$

Límite inferior:

$$f_0 [\text{Hz}] = 23,58 \cdot L_\phi^{-0,592} = 23,58 \cdot 52^{-0,592} = 2,27 \text{ Hz}$$

Concluyendo, el rango en el que debe encontrarse la frecuencia propia del tablero estará definido por los valores 2,27 Hz y 4,93 Hz.

- La velocidad de proyecto debe ser menor de  $V < 220 \text{ km/h}$ , para que no exista riesgo de resonancia.
- Puentes o elementos estructurales de tipologías convencionales, recogidas en los cuadros contenidos en la IAPF-2007: B.4 (vigas longitudinales principales), B.2, y B.3 (esfuerzos locales y transversales) y B.5 (soportes estructurales).

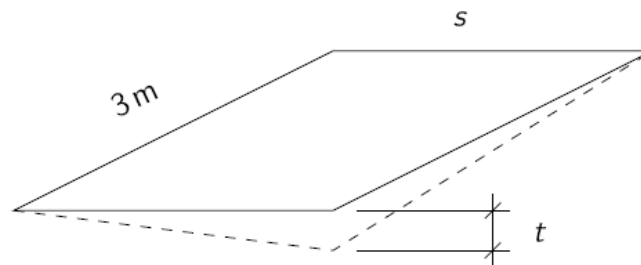
## 2.5.2. Alabeos del tablero y total

La comprobación del alabeo del tablero se realizará con las sobrecargas de uso definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la norma IAPF 2007. El máximo alabeo del tablero  $t$ , medido entre dos secciones separadas 3 m, cumplirá:

$$t \leq 4,5\beta \text{ mm/3m} \quad (\text{para } v \leq 120 \text{ km/h})$$

$$t \leq 3,0\beta \text{ mm/3m} \quad (\text{para } 120 < v \leq 220 \text{ km/h})$$

$$t \leq 1,5\beta \text{ mm/3m} \quad (\text{para } v > 220 \text{ km/h})$$



*Alabeo del tablero.*

donde:

$$\beta = 1,78r^2 / (r + 0,5)^2$$

$r$ : distancia entre apoyos de ruedas de un eje ferroviario en [m]. Puede tomarse igual al ancho de vía ( $s$ ) incrementado en 0,065 m.

$v$ : Velocidad del tren, en [km/h].

El ancho de vías es el ancho internacional. Tomamos  $r = 1,435$  m. El cálculo de  $\beta$  queda de la siguiente manera:

$$r = 1,435\text{m} + 0,065\text{m} = 1,5\text{m}$$

$$\beta = 1,78r^2 / (r + 0,5)^2$$

$$\beta = 1,78 \cdot (1,5\text{m})^2 / (1,5\text{m} + 0,5)^2$$

$$\beta = 1$$

Dado que la velocidad de proyecto es  $v = 200$  km/h el alabeo debe cumplir:

$$t \leq 3,0 \text{ mm/3m}$$



La comprobación del alabeo total se realizará con las sobrecargas de uso, las acciones térmicas y de viento. El alabeo total, medido entre dos secciones separadas 3 m, cumplirá:

$$t_{\text{total}} \leq 7,5\beta \text{ mm/3m}$$

Para  $\beta = 1$ , calculado en este mismo apartado, el alabeo total deberá cumplir:

$$t_{\text{total}} \leq 7,5 \text{ mm/3m}$$

### 2.5.3. Deformación vertical del tablero

Las comprobaciones de este apartado se realizarán en el eje de cada vía, con las sobrecargas de uso definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 y con las acciones térmicas.

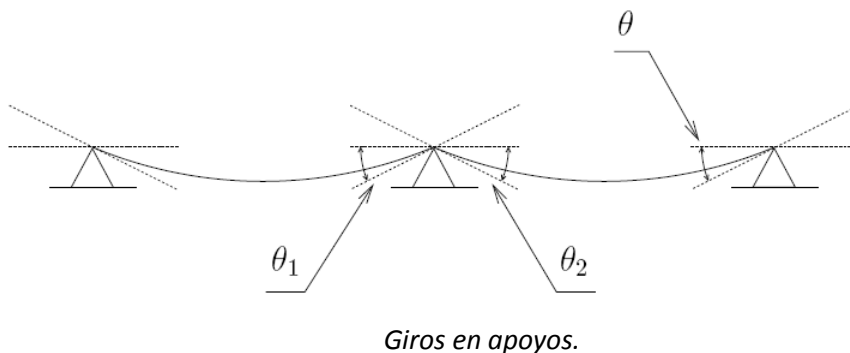
La flecha total máxima del tablero será menor o igual que  $L/600$ , siendo  $L$  la longitud de cada vano. El viaducto tiene vanos de 35 m y 50 m, por lo que tomaremos los siguientes valores para la flecha total:

$$\delta_v \leq 58,3 \text{ mm} \quad (\text{para los vanos laterales})$$

$$\delta_v \leq 83,3 \text{ mm} \quad (\text{para el vano central})$$

El giro máximo del tablero en sus apoyos, para vías sobre balasto, cumplirá:

- En la junta entre tablero y estribo  $\theta \leq 6,5 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ .
- En la junta entre dos tableros consecutivos  $\theta_1 + \theta_2 \leq 10 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ .



Al tratarse de un puente con un tablero continuo no existen juntas en los apoyos de las pilas, y por tanto, solo será necesario hacer la comprobación del giro entre tablero y estribo en la junta del estribo.

## 2.5.4. Deformación horizontal del tablero

Las comprobaciones de este apartado se realizarán con las sobrecargas de uso definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007, las cargas de viento y las acciones térmicas.

El giro horizontal máximo del tablero respecto al estribo ( $\theta_H$ ), según un eje vertical, y el radio de curvatura horizontal ( $R$ ) producido por las cargas de uso cumplirán las limitaciones del cuadro 4.3 de la IAPF-2007, incluido a continuación.

Velocidad del tren [km/h]	Giro horizontal máximo ( $\theta_H$ )	Radio de curvatura horizontal mínimo ( $R$ )	
		Tablero simple	Puente multi-tablero
$v \leq 120$	0,0035 rad	1700 m	3500 m
$120 < v \leq 220$	0,0020 rad	6000 m	9500 m
$v > 220$	0,0015 rad	14000 m	17500 m

*Máxima variación angular y mínimo radio de curvatura.*

La velocidad de proyecto es de 200 km/h, el viaducto debe cumplir que:

$$\theta_H \leq 0,0020 \text{ rad}$$

Según la IAPF-2007, puede considerarse que, en un segmento del tablero de longitud  $L$ , una deformación transversal relativa  $\delta_h$ , produce un radio de curvatura:

$$R = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_h}$$

La estructura está constituida por un tablero simple. Sabiendo que la velocidad de proyecto es de 200 km/h el puente debe cumplir que:

$$R \geq 6000 \text{ m}$$

Con la aproximación que nos da la IAPF-2007 se calcula la deformación transversal máxima permitida para cada vano:

$$\delta_h \leq 25,5 \text{ mm} \quad (\text{para los vanos laterales})$$

$$\delta_h \leq 52,1 \text{ mm} \quad (\text{para el vano central})$$

## 2.5.5. Vibración transversal del tablero

Se comprobará que la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero (no cargado), considerado como un elemento aislado (independiente de la subestructura), no será inferior a 1,2 Hz

Además, para que la vibración transversal del tablero sea de pequeña amplitud, el desplazamiento máximo transversal relativo entre dos puntos cualesquiera de un vano, por deformación lateral de éste, según un eje horizontal perpendicular al eje del tablero, será de 6 mm. Para esta comprobación se tendrá en cuenta la deformación de la sección, tanto por



flexión como por alabeo o torsión, bajo la acción de la fuerza de lazo definida en el punto 2.3.2.3 de la IAPF-2007 combinada, exclusivamente, con la sobrecarga de uso definida en 2.3.1. En puentes con más de una vía solo se considerará cargada una de ellas.

## 2.5.6. Giro transversal del tablero

Esta comprobación se realizará en el eje de cada vía, con las sobrecargas de uso definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF 2007, las cargas de viento y el efecto de las acciones térmicas.

El giro de cualquier sección transversal del tablero ( $\theta_t$ ) alrededor de un eje longitudinal, cumplirá:

$$\theta_t \leq 0,0040 \text{ rad} \quad (\text{para } v \leq 120 \text{ km/h})$$

$$\theta_t \leq 0,0027 \text{ rad} \quad (\text{para } 120 < v \leq 220 \text{ km/h})$$

$$\theta_t \leq 0,0013 \text{ rad} \quad (\text{para } v > 220 \text{ km/h})$$

Para una velocidad de 200 km/h el giro transversal deberá ser menor de:

$$\theta_t \leq 0,0027 \text{ rad}$$

## 2.5.7. Estados límite para el confort de los usuarios

El nivel de confort de los pasajeros es función de la aceleración vertical máxima  $b_v$  en el interior del tren, según lo indicado en el siguiente cuadro:

Nivel de confort	Aceleración vertical $b_v$
Muy bueno	$\leq 1,0 \text{ m/s}^2$
Bueno	$\leq 1,3 \text{ m/s}^2$
Aceptable	$\leq 2,0 \text{ m/s}^2$

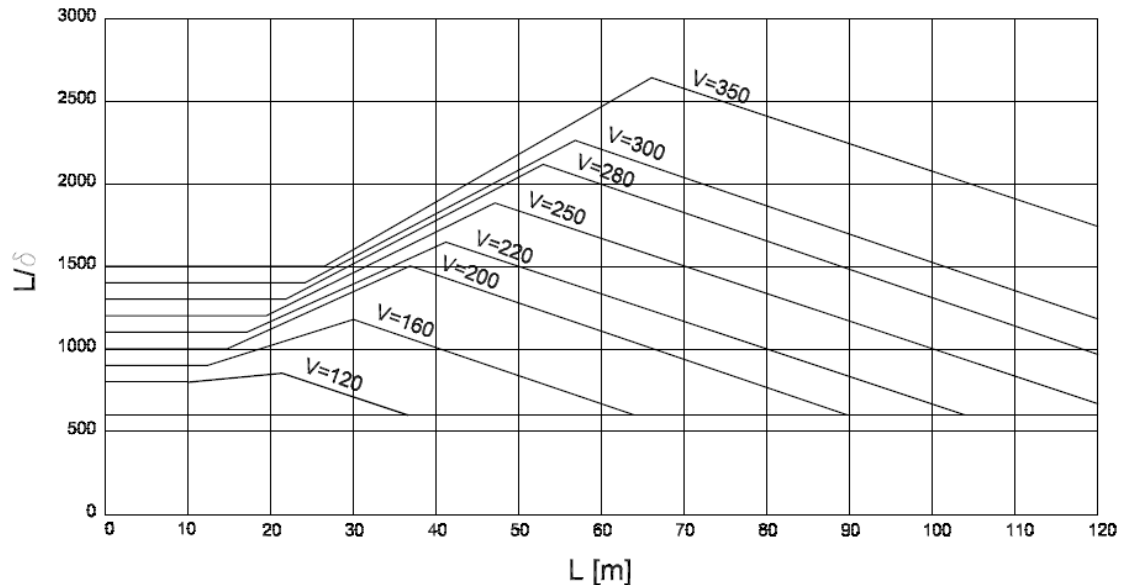
*Niveles de confort.*

Para asegurar dichos niveles de confort, se limitarán las deformaciones verticales máximas ( $\delta$ ) de los tableros, en función de la longitud del vano ( $L$ ) y de la velocidad de proyecto ( $V$ ).

La comprobación de las deformaciones verticales se realizará en el eje de la vía, con las sobrecargas de uso definidas en el punto 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF 2007, afectadas por su coeficiente de impacto correspondiente.

Para velocidades de proyecto  $V > 120 \text{ km/h}$  y  $\alpha > 1$  se considerará  $\alpha = 1$ .

En la gráfica que se adjunta a continuación se definen los valores mínimos de  $L/\delta$  (cociente entre la longitud del vano y la deformación vertical máxima) para un nivel de confort “muy bueno” ( $b_v \leq 1,0 \text{ m/s}^2$ ).



*Valores mínimos del coeficiente entre la luz del vano (L) y la deformación vertical ( $\delta$ ) en función de la velocidad de proyecto V.*

Debemos tener en cuenta que la norma permite multiplicar por un coeficiente reductor de 0,9 los valores de  $L/\delta$  si se trata de una estructura hiperestática de tres o más vanos.

Para una velocidad de proyecto de 200 km/h obtenemos, aproximadamente, los siguientes valores para  $L/\delta$ :

$$L = 35 \text{ m} \rightarrow L/\delta \cdot 0,9 = 1400 \cdot 0,9 = 1260 \rightarrow \delta \leq 27,8 \text{ mm} \quad (\text{para los vanos laterales})$$

$$L = 50 \text{ m} \rightarrow L/\delta \cdot 0,9 = 1300 \cdot 0,9 = 1170 \rightarrow \delta \leq 42,7 \text{ mm} \quad (\text{para el vano central})$$

### 2.5.8. Interacción longitudinal vía-tablero

Las tensiones máximas en los carriles debidas a la interacción vía-tablero por las acciones de temperatura, frenado y arranque se limitan a 72 MPa en compresión y a 90 MPa en tracción. En el caso de carril continuo sin aparatos de dilatación, este incremento se calculará respecto a la tensión del carril a una distancia suficientemente alejada del puente para no verse afectada por las perturbaciones de la estructura.

En el caso de superar dichos límites se procederá a colocar dos aparatos de dilatación, uno por vía.



## Capítulo 3.

# Resumen de comprobaciones

Para poder ubicar de una manera más simple los puntos que sufren mayores desplazamientos se ha supuesto un sistema de coordenadas que se encuentre en el estribo que tiene restringido los movimientos longitudinales, de tal modo que el eje X sea paralelo al eje longitudinal del tablero, el eje Y será el eje vertical y el eje Z corresponderá a un eje horizontal transversal al tablero.

### 3.1. Comprobación de la aceleración vertical máxima

Este apartado hace referencia a las condiciones indicadas en el punto 2.5.1 de este documento. A continuación se resumen cada una de las comprobaciones necesarias.

En la primera condición es necesario comprobar que la frecuencia propia de la losa se encuentre dentro del rango indicado en el punto 2.5.1. La longitud determinante del viaducto es de 52 m, introduciendo este valor en las ecuaciones que determinan los límites para la primera frecuencia propia se obtiene que dicha frecuencia debe encontrarse entre 2,27 Hz y 4,93 Hz.

Para esta comprobación se ha realizado un análisis modal con el programa ANSYS del viaducto no cargado para determinar la **frecuencia propia del primer modo de vibración por flexión vertical**. El valor de la frecuencia obtenida tras realizar el estudio es de:

$$f_0 = 2,33 \text{ Hz}$$

dentro del rango de frecuencias permitido.

Después de realizar esta comprobación la norma indica que para puentes con vías con balasto la aceleración vertical máxima permitida es de  $a_{\max} \leq 0,35g$ . Esta comprobación se realizará cuando exista riesgo de resonancia, es decir, para velocidades de proyecto  $V > 220$  km/h. También se realizará para trenes con  $V < 220$  km/h en topologías de puentes no convencionales, haciendo en este caso el cálculo dinámico con trenes reales según el punto B.2.2.3 de la IAPF 2007.



Como se indicó en el segundo capítulo, el viaducto está diseñado para una velocidad de proyecto de:

$$V = 200 \text{ km/h}$$

menor de 220 km/h.

Además, nuestro tipo de estructura está contenida en el punto 5.2 del cuadro B.4 (vigas y losas de  $n$  vanos), esto nos indica que el viaducto se encuentra dentro del grupo de puentes convencionales.

**Por tanto, no será necesario realizar el cálculo de la aceleración vertical del tablero al cumplir esta serie de condiciones.**

## 3.2. Comprobación de los alabeos del tablero y total

En este punto se han resumido las comprobaciones indicadas en el apartado 2.5.2 de este proyecto, en el cual se indica que el máximo alabeo, medido entre dos secciones separadas a 3 m, debe encontrarse por debajo de los 3,0 mm/3m, definidos por la IAPF para velocidades comprendidas entre los 120 km/h y los 220 km/h.

Se ha realizado un estudio con ANSYS simulando las cargas definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 actuando sobre el viaducto, de tal modo que el **alabeo medido entre dos secciones separadas a 3 m** sea máximo. Dicha deformación se da para la sección correspondiente a la pila y la sección perteneciente al vano central a 3 m de la pila. Su valor es de:

$$t = 0,178 \text{ mm/3m}$$

muy por debajo de los 3,0 mm/m que indica la IAPF-2007.

De igual modo se ha procedido para estudiar el máximo **alabeo total entre dos secciones separadas a 3 m**, en este caso aplicando las acciones definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 junto con las acciones térmicas y el viento.

Como era de esperar, el máximo alabeo total entre dos secciones separadas a 3 m se encuentra en las mismas posiciones que el alabeo parcial. La distribución más desfavorable de las acciones mencionadas producen un alabeo de:

$$t = 0,191 \text{ mm/3m}$$



también por debajo de los 7,5 mm/3m que nos indica la normativa.

Por tanto, se confirma que el viaducto cumple este apartado de la norma al ser sus alabeos máximos menores que los permitidos.

### 3.3. Comprobación de las deformaciones verticales del tablero

En este punto se resumen las comprobaciones que se han llevado a cabo para averiguar si se cumplen las condiciones que se recogen en el punto 2.5.3, el cual indica cuales son los desplazamientos verticales máximos en los vanos junto con la rotación vertical máxima en los estribos que permite la norma.

Para realizar estas comprobaciones se ha hecho un modelo con ANSYS del viaducto en al que se le han aplicado las cargas definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 junto con las acciones térmicas, de tal modo que las deformaciones para cada vano por separado y estribo sean máximas.

Combinando las acciones de forma que produzcan un **mayor desplazamiento vertical en el vano** lateral se obtiene que el punto que sufre una mayor deformación vertical se encuentra a 17 m del estribo ( $X = 17$  m). La flecha resultante es de:

$$\delta_v = 12,7 \text{ mm}$$

menor que los 58,3 mm permitidos por la IAPF-2007, indicados en el punto 2.5.3 de este documento.

Se procede de igual modo para obtener la **mayor deformación vertical en el vano central**. Como era de esperar, el punto que más se ha desplazado verticalmente se encuentra en el centro del puente y su flecha es de:

$$\delta_v = 31,4 \text{ mm}$$

por debajo de la flecha máxima permitida en la norma, cuyo valor es de 83,3 mm.

Finalmente, se ha estudiado la combinación de acciones que producen un **mayor giro vertical en el estribo** (respecto a un eje transversal). La rotación relativa en la junta entre el estribo y el tablero que producen estas cargas es de:

$$\theta_v = 1,22 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

también menor que los  $6,5 \cdot 10^{-3}$  rad que indica la IAPF-2007 para las juntas de los estribos.

Se verifica pues que el viaducto cumple las exigencias que la norma impone para los desplazamientos y giros verticales en el tablero al encontrarse todas estas deformaciones por debajo de las permitidas.

### 3.4. Comprobación de las deformaciones horizontales del tablero

En este apartado se han resumido las comprobaciones que han sido necesarias realizar para verificar que se cumplen las restricciones indicadas en el punto 2.5.4, el cual se han indicaron cuales son las máximas deformaciones horizontales para el tablero estudiado que permite la IAPF-2007.

Con el modelo de ANSYS, anteriormente mencionado, se ha procedido a combinar las acciones indicadas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 junto con las cargas de viento y las acciones térmicas, de tal forma que aparezcan el máximo desplazamiento horizontal para cada vano y la máxima rotación en el nodo perteneciente al estribo que permite los desplazamientos longitudinales. Se ha estudiado el giro máximo en este estribo debido a que éste permite el giro respecto a un eje vertical, mientras que el otro estribo tiene este movimiento coaccionado.

Distribuyendo las cargas para originar el **mayor desplazamiento horizontal en el vano lateral** del puente se observa que la sección que sufre un mayor desplazamiento horizontal se encuentra a 17 m del estribo móvil (coordenada  $X = 103$  m). La flecha obtenida es de:

$$\delta_h = 0,107 \text{ mm}$$

menor que los 25,5 mm permitidos por la IAPF-2007, indicados en el punto 2.5.4 de este documento.

Disponiendo las cargas para lograr el **máximo desplazamiento horizontal para el vano central** se obtiene que el punto que más se deforma se encuentra en la coordenada  $X = 61$  m y su flecha es de:

$$\delta_h = 0,203 \text{ mm}$$

por debajo de la flecha máxima permitida en la norma (52,1 mm). La flecha se encuentra desplazada del centro debido a que la estructura no es completamente simétrica, el estribo fijo tiene restringido el giro horizontal respecto a un eje vertical, mientras que el otro si permite este movimiento.





De igual modo, se combinan ahora las cargas para obtener una mayor **rotación horizontal en el estribo** (respecto a un eje vertical). Todas estas acciones producen un giro en la junta entre el estribo y el tablero de:

$$\theta_h = 9,87 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

menor de los  $2,0 \cdot 10^{-3}$  rad que indica la IAPF-2007, indicados en el punto 2.5.4 de este documento.

Se verifica pues que el viaducto cumple las exigencias que la norma impone para los desplazamientos y giros horizontales en el tablero al encontrarse todas estas deformaciones por debajo de las permitidas.

### 3.5. Comprobación de la vibración transversal del tablero

En este apartado se hace referencia a las condiciones que se indican en el punto 2.5.5 de este proyecto para evitar los fenómenos de resonancia lateral.

La primera comprobación indica que la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero no cargado no será inferior a 1,2 Hz. Para asegurar que dicha condición se cumple se ha realizado un análisis modal con el programa ANSYS del viaducto no cargado y así determinar la **frecuencia propia del primer modo de vibración por flexión transversal**. El valor de la frecuencia obtenida tras realizar el estudio es de:

$$f_0 = 8,51 \text{ Hz}$$

Se demuestra así que no es inferior a los 1,2 Hz indicados en la norma.

Una vez comprobada la frecuencia del primer modo de vibración por flexión transversal es necesario verificar que la amplitud de dicha vibración es pequeña. Esta comprobación ha de realizarse con el efecto de lazo combinado, exclusivamente, con el ten de cargas UIC71 actuando en una sola vía.

Se introducen estas acciones en el modelo creado en ANSYS y son combinadas de forma que el desplazamiento horizontal relativo, tanto por flexión como por alabeo o torsión, entre la pila y el punto más deformado sea máximo. La **deformación transversal total** ha sido calculada como la suma de la deformación transversal (producida por el efecto de lazo) más la rotación transversal (producida por el tren de cargas UIC71 y el efecto de lazo) multiplicada por la distancia entre la cresta del carril y el centro de gravedad de la sección (constante y de valor 1,875 m).



Teniendo en cuenta el modo en que se ha calculado la flecha horizontal total se obtiene que el punto que sufre un mayor desplazamiento se encuentra en el centro del vano central y su valor es de:

$$\delta_h = 0,97 \text{ mm}$$

muy por debajo de los 6 mm que permite la IAPF-2007 para la flecha horizontal en este apartado.

**Tras demostrar que se cumplen estas dos condiciones se puede afirmar que la vibración transversal del tablero se encuentra dentro de los límites que se recogen en la normativa.**

### 3.6. Comprobación del giro transversal del tablero

En el punto 2.5.6 de este documento se ha indicado un límite para las rotaciones transversales (respecto a un eje longitudinal) que puede sufrir un tablero en función de la velocidad de proyecto que señala la IAPF-2007. Esta deformación ha de comprobarse aplicando las acciones indicadas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 junto con las cargas de viento y las acciones térmicas.

Introduciendo estas acciones en el modelo realizado con ANSYS y combinándolas, de tal modo que el **giro transversal** del tablero sea máximo, se obtiene que la máxima rotación observada se encuentra en el centro del vano central y su valor es de:

$$\theta_t = 9,87 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

por debajo de  $2,7 \cdot 10^{-3}$  rad, valor máximo que permite la IAPF-2007 para la velocidad de proyecto que se ha establecido.

**Cumpliendo esta condición se confirma que el viaducto cumple las exigencias indicadas en este apartado de la norma, al ser su giro transversal máximo menor que el permitido.**



### 3.7. Comprobación de los estados límite para el confort de los usuarios

Para asegurar los niveles de confort de los usuarios en el punto 2.5.7 se han establecido unos límites para las deformaciones verticales del tablero, tanto para los vanos laterales como para el vano central. La comprobación de estos desplazamientos se ha realizado con las sobrecargas de uso definidas en 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007, teniendo en cuenta que se considerará una única vía cargada.

Haciendo uso del programa ANSYS se comprueba la **deformación vertical en el vano lateral** que se produce tras combinar las acciones de la forma más desfavorable para producir un desplazamiento máximo. Esta distribución de acciones origina una flecha de:

$$\delta_v = 5,68 \text{ mm}$$

mientras que la permitida por la norma para un nivel de confort muy bueno es de 27,8 mm, por tanto, se encuentra dentro del límite. Esta flecha se encuentra a 17 m del estribo fijo (coordenada  $X = 17 \text{ m}$ ).

Se procede de igual modo para obtener la **mayor deformación vertical en el vano central**. Como era de esperar, el punto que más se ha desplazado verticalmente se encuentra en el centro del puente y su flecha es de:

$$\delta_v = 13,7 \text{ mm}$$

por debajo de la flecha máxima permitida en la norma, cuyo valor es de 42,7 mm para un nivel de confort muy bueno.

**El tablero cumple los estados límite para el confort de los usuarios con un nivel de confort muy bueno ya que se ha demostrado que las deformaciones verticales producidas por las acciones indicadas en este apartado de la norma son menores que las permitidas por ésta.**



### **3.8. Comprobación de la interacción longitudinal vía-tablero**

En este punto se pretende comprobar las limitaciones que impone la norma a las tensiones en los carriles debidas a la interacción vía-tablero por las acciones de temperatura, frenado y arranque. Dichos límites están incluidos en punto 2.5.8 de este documento y sus valores son de 72 MPa en compresión y 90 MPa en tracción.

La norma indica que, como norma general, para carril soldado sin aparatos de dilatación, la longitud de dilatación no excederá de 90 m en el caso de puentes de hormigón o mixtos sobre balasto. Se ha realizado el cálculo que indica la norma para conocer la longitud de dilatación del viaducto y su valor es de 120 m.

Al ser la longitud de dilatación del puente ligeramente superior que la sugerida por la norma se sabe que las tensiones superarán los límites indicados en el apartado 2.5.8 de este documento, y por ello haremos uso de dos aparatos de dilatación con el menor recorrido posible, éste es de 300 mm de recorrido. También existen aparatos de dilatación con 600 mm y 1200 mm de recorrido, pero están diseñados para puentes con longitudes de dilatación de varios centenares de metros.

**Concluyendo, para hacer cumplir la norma será necesario incorporar dos aparatos de dilatación, uno por vía, de 300 mm de recorrido para no superar las tensiones máximas permitidas en los carriles.**



# Capítulo 4.

## Conclusiones

---

Después de haber calculado las cargas a considerar para cada estado límite de servicio recogido en la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-2007) y de haber realizado los análisis necesarios para la comprobación de cada uno de esos estados límite, haciendo uso del programa de cálculo ANSYS, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- No existe riesgo de resonancia en el tablero debido a que la velocidad de proyecto es mejor de 220 km/h, la estructura se encuentra dentro de las tipologías de puentes convencionales (recogidas en el punto B.2.1 de la IAPF-2007) y la frecuencia del primer modo propio de vibración por flexión del tablero se encuentra dentro de los límites indicados en el punto B.2.1.1 de la norma. Por lo tanto, no es necesario realizar el cálculo de la aceleración vertical del tablero.
- No existen riesgos de que se produzcan fenómenos de resonancia lateral en los vehículos debido a que la frecuencia del primer modo propio de vibración por flexión transversal es superior a la indicada por la IAPF-2007. Además de ello se sabe que la vibración transversal del tablero será de pequeña amplitud al ser la flecha transversal menor de la permitida, teniendo en cuenta la deformación de la sección tanto por flexión como por alabeo o torsión.
- Los alabeos del tablero, medidos entre dos secciones separadas 3 m de longitud, bajo la acción de las cargas que se recogen en la norma IAPF-2007 son menores que los permitidos por la propia norma.
- Los desplazamientos, tanto los verticales como los horizontales, y las rotaciones que sufre el tablero, producidos por la aplicación de las cargas que se recogen en instrucción IAPF-2007, son menores que los desplazamientos y rotaciones permitidos por dicha norma.



- Los desplazamientos verticales en función de la longitud de cada vano producidos por las acciones que se recogen en la IAPF-2007 son menores que los permitidos por la norma. Por tanto, se garantiza que el nivel de confort de los usuarios será un nivel “muy bueno” (aceleraciones verticales máximas en el interior del tren por debajo de  $1,0 \text{ m/s}^2$ ).
- Se incluirá un aparato de dilatación de 300 mm por cada vía para garantizar que las tensiones máximas en los carriles no superarán los valores límite que indica la norma.

**Como resultado de todas conclusiones que se han enumerado anteriormente en este apartado, se puede garantizar que el tablero propuesto en este documento cumple los estados límite de servicio relativos a la vía que se especifican en la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-2007).**



# Anejo A.

## Acciones a considerar

Para determinar la dirección y el sentido de las acciones se ha supuesto un sistema de coordenadas en el que el eje “i” sea paralelo al eje longitudinal del tablero, el eje “j” será el eje vertical y el eje “k” corresponderá a un eje horizontal transversal al tablero.

### A.1. Acciones permanentes

#### A.1.1. Peso propio

Es el que corresponde a los elementos estructurales del puente, en nuestro caso solo se tendrá en cuenta el peso de la losa.

El tablero es de hormigón armado y pretensado HP-40. Para conocer su peso propio es necesario conocer el área de la sección, obtenido anteriormente con el programa Autocad, y el peso específico del material utilizado. Este último dato se ha obtenido de la tabla contenida en el punto 2.1. de la normativa IAPF-2007, su valor es de 25 kN/m<sup>3</sup>.

$$\gamma_n = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$G_k = -\gamma_n \cdot A \cdot \vec{j}$$

$$G_k = -25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 13,0436 \text{ m}^2 \cdot \vec{j}$$

$$G_k = -326,09 \text{ kN} / \text{m} \cdot \vec{j}$$

#### A.1.2. Cargas muertas

Corresponden a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: balasto, traviesas, carriles, pequeño material de vía, encarriladoras, postes de electrificación, muretes guardabalasto, aceras, barandillas, canalizaciones de servicios, etc.



### A.1.2.1. Balasto

El balasto se distribuirá a lo ancho del tablero una distancia de 9,35m. Se considerará un espesor de 40cm bajo traviesa, además se le añadirán 20cm más suponiendo el balasto que se encuentra entre la cara inferior de la traviesa y la cara superior del balasto. El peso específico del balasto utilizado en este proyecto es de  $\gamma_n = 20kN/m^3$ .

- Valor nominal:

$$G_k = (0,40m + 0,20m) \cdot 9,35m \cdot 20kN/m^3 = -112,2kN/m \cdot \vec{j}$$

- Valor inferior, disminuyendo un 30% el valor nominal:

$$G_{k,inf} = 0,7 \cdot (-112,2kN/m) \cdot \vec{j} \Rightarrow G_{k,inf} = -78,54kN/m \cdot \vec{j}$$

- Valor superior, aumentando un 30% el valor nominal:

$$G_{k,sup} = 1,3 \cdot (-112,2kN/m) \cdot \vec{j} \Rightarrow G_{k,sup} = -145,86kN/m \cdot \vec{j}$$

### A.1.2.2. Carril y traviesas

Se emplearán traviesas monobloque de hormigón pretensado y carriles UIC 60 que se considerarán como una carga distribuida de  $6,35kN/m$  por vía. Al tratarse de un viaducto con dos vías se ha supuesto la siguiente carga:

$$q = 2 \cdot (-6,35kN/m) \cdot \vec{j}$$

$$q = -12,7kN/m \cdot \vec{j}$$

### A.1.2.3. Barandillas, canalizaciones, aceras, conductos y cables

Las acciones producidas por el resto de elementos del viaducto serán agrupados en una sola carga distribuida con el siguiente valor:

$$q = -12kN/m \cdot \vec{j}$$

## A.2. Acciones variables

Están constituidas por un conjunto de acciones verticales, longitudinales y transversales al puente, con sus efectos dinámicos correspondientes. En este grupo se incluyen:



- Las sobrecargas de uso ligadas a la explotación
- Las acciones climáticas
- Las sobrecargas de agua o transitorias

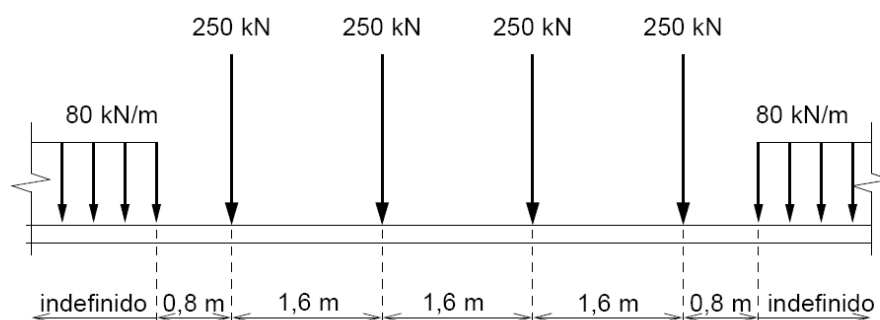
La norma indica que dichas acciones se aplicarán individualmente o combinadas entre sí, en las posiciones y condiciones que resulten más desfavorables para el elemento y efecto en estudio. En consecuencia, podrán actuar sólo en una parte limitada de la estructura o incluso no actuar.

## A.2.1. Cargas verticales

### A.2.1.1. Tren de cargas ferroviarias

La carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía, se asimilará a la del tren UIC71, aplicada en el eje de la vía (considerando también la excentricidad) y a nivel de su plano de rodadura. Dicho tren se define por las acciones siguientes, actuando simultáneamente:

- Cuatro ejes de 250 kN cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6 m, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. En consecuencia, podrá eliminarse alguna de estas cargas, manteniendo las distancias entre las demás, si ello resultara más desfavorable.
- Una sobrecarga uniforme repartida de 80 kN/m extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Así, podrá situarse por tramos discontinuos, si ello resultara más desfavorable. Esta sobrecarga no se dispondrá en una longitud igual a 6,4 m centrada con los cuatro ejes definidos en el punto anterior.



*Tren de cargas verticales UIC71.*

Los dos tipos de acciones anteriores irán multiplicadas por el coeficiente de clasificación  $\alpha$  y el coeficiente de impacto  $\Phi$ .



El valor del coeficiente  $\alpha$  dependerá del tipo de vía empleada en la línea, en el caso de este proyecto será de  $\alpha = 1,21$  al tratarse de ancho de vía internacional. Este coeficiente se ha obtenido de la IAPF-2007, en el artículo 2.3.1.1 y se aplicará a todas las acciones debidas al tráfico.

El coeficiente de impacto se emplea debido al comportamiento dinámico de las cargas por su naturaleza móvil, la aplicación repetida de las cargas cuya frecuencia o un múltiplo de ésta coincide con la frecuencia propia de la estructura y las irregularidades de la vía y de las ruedas. El valor de este coeficiente es de  $\Phi = 1,025$ , su cálculo viene reflejado en el apartado A.2.1.1. de este mismo anexo.

Después de aplicar a las acciones el coeficiente de clasificación  $\alpha$  y el coeficiente de impacto  $\Phi$  quedan de la siguiente manera:

- Cargas puntuales

$$P_{vk} = \alpha \cdot \Phi \cdot (-250kN) \cdot \vec{j}$$

$$P_{vk} = 1,21 \cdot 1,025 \cdot (-250kN) \cdot \vec{j}$$

$$P_{vk} = -310,06kN \cdot \vec{j} \text{ (por cada una de las dos vías)}$$

- Sobrecarga uniforme repartida

$$q_{vk} = \alpha \cdot \Phi \cdot (-80kN/m) \cdot \vec{j}$$

$$q_{vk} = 1,21 \cdot 1,025 \cdot (-80kN/m) \cdot \vec{j}$$

$$q_{vk} = -99,22kN/m \cdot \vec{j} \text{ (por cada una de las dos vías)}$$

Dichas cargas podrán actuar en una o las dos vías simultáneamente, dependiendo de la situación más desfavorable.

### Excentricidad

En vías sobre balasto, u otras susceptibles de ripado, la anchura de la plataforma de vías deberá permitir un eventual desplazamiento transversal de las vías de 0,30m.

Se tendrá en cuenta el efecto de una posible distribución asimétrica de las cargas verticales entre los carriles, considerando una relación de cargas entre las dos ruedas de cada eje igual a 1,25. La excentricidad resultante será entonces  $e = r / 18$ , siendo  $r$  la distancia entre apoyos de ruedas.

La excentricidad total será la suma del ripado de vía, la relación entre cargas de ruedas y la distancia del eje de la vía al centro del viaducto.



- Ripado de vía: 0,30 m
- Relación entre cargas de ruedas:  $\frac{r}{18} = \frac{1,5}{18} = 0,083m$
- Distancia del eje de la vía al centro del viaducto:  $\frac{4,5m}{2} = 2,25m$

Excentricidad total:  $e = 2,633m$

#### **A.2.1.1.1. Cálculo del coeficiente de impacto**

Para la comprobación de los estados límite de servicio es necesario someter al puente a cargas dinámicas. El apéndice B.2.1. permite simplificar este cálculo, por este método, los esfuerzos dinámicos máximos producidos por todos los trenes reales se obtendrán multiplicando los esfuerzos estáticos correspondientes al tren de cargas UIC71 por un coeficiente de impacto envolvente.

El coeficiente de impacto calculado por este método simplificado representa una envolvente de solicitaciones obtenida en un conjunto amplio de puentes y elementos estructurales reales, lo que limita su aplicación al ámbito que ha servido de base para su elaboración. En consecuencia, solo será aplicable si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- Velocidades de circulación  $v \leq 220$  km/h.
- Puentes o elementos estructurales de tipologías convencionales, recogidas en los siguientes cuadros contenidos en la IAPF-2007: B.4 (vigas longitudinales principales), B.2, y B.3 (esfuerzos locales y transversales) y B.5 (soportes estructurales).
- Puentes o elementos estructurales cuya primera frecuencia propia de flexión,  $f_0$ , cumpla las limitaciones siguientes:

Límite superior:

$$f_0 [\text{Hz}] = 94,76 \cdot L_\phi^{-0,748}$$

Límite inferior:

$f_0 [\text{Hz}] = 20$	(para $L_\phi < 4$ m)
$f_0 [\text{Hz}] = 80 / L_\phi$	(para $4 \text{ m} \leq L_\phi \leq 20 \text{ m}$ )
$f_0 [\text{Hz}] = 23,58 \cdot L_\phi^{-0,592}$	(para $20 \text{ m} < L_\phi \leq 100 \text{ m}$ )
$f_0 [\text{Hz}] = 0$	(para $100 \text{ m} < L_\phi$ )

donde  $L_\phi$  es la longitud determinante, en [m].

La velocidad de circulación está indicada en el capítulo 2 y su valor es de 200 km/h, menor de los 220 km/h.



Dentro de los cuadros del apéndice B de la IAPF-2007 se observa que la estructura se encuentra contenida en el caso 5.2 del cuadro B.4 (vigas y losas con  $n$  vanos). Aprovechando la información que aparece aquí se ha calculado la longitud determinante del puente, ya que será necesaria para determinar los límites de la primera frecuencia propia de flexión y calcular el coeficiente de impacto.

$$L_m = (L_1 + L_2 + \dots + L_n) / n$$

$$L_m = (35 \text{ m} + 50 \text{ m} + 35 \text{ m}) / 3 = 40 \text{ m}$$

donde  $L_i$  es la longitud de cada vano.

$$L_\phi = k \cdot L_m [\text{no menor que } \max L_i (i = 1 \dots n)]$$

$n =$	2	3	4	$\geq 5$
$k =$	1,2	1,3	1,4	1,5

El número de vanos del puente es 3, por tanto,  $k = 1,3$ .

$$L_\phi = k \cdot L_m [\text{no menor que } \max L_i (i = 1 \dots n)]$$

$$L_\phi = 1,3 \cdot 40 \text{ m} = 52 \text{ m} (\text{se cumple que } \max L_i = L_2 = 50 \text{ m} < L_\phi = 52 \text{ m})$$

La última condición necesaria para poder aplicar este método es garantizar que la primera frecuencia propia de flexión se encuentra dentro de los límites definidos por las ecuaciones que anteriormente se indicaron en este apartado. Primeramente se definirán dichos límites y después se hallará la frecuencia mediante un análisis modal.

Se conoce ya la longitud determinante del puente, su valor es de 52 m. Este dato indica que las ecuaciones para calcular los límites de la frecuencia propia serán las siguientes:

- Límite superior:

$$f_0 [\text{Hz}] = 94,76 \cdot L_\phi^{-0,748} = 94,76 \cdot 52^{-0,748} = 4,93 \text{ Hz}$$

- Límite inferior:

$$f_0 [\text{Hz}] = 23,58 \cdot L_\phi^{-0,592} = 23,58 \cdot 52^{-0,592} = 2,27 \text{ Hz}$$

Se sabe ya que el rango de frecuencias permitidas para utilizar este método abarca desde 2,27 Hz hasta 4,93 Hz. Para conocer la frecuencia propia se ha realizado un análisis modal del puente no cargado utilizando el programa ANSYS, estos son los valores de las 10 primeras frecuencias:

Modo	Frecuencia
<b>1</b>	<b>2.332999067641</b>
2	4.135908280060
3	4.876916530461
4	6.311896519885
5	6.954407653846
6	8.508717259674
7	8.634842676911
8	9.018538781922
9	9.018538781922
0	12.63002313621

En orden ascendente se comprueba con ANSYS uno a uno cuál de estos modos es el primero por flexión, este es el primer modo. La frecuencia es de 2,33 Hz, dentro del rango definido por las ecuaciones. Después de demostrar que se cumple esta condición, junto con las otras dos, se puede ya aplicar el cálculo simplificado que indica la norma.

El coeficiente de impacto se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\phi}} - 0,2} + 0,82$$

donde  $L_{\phi}$  es la longitud determinante, en [m], calculada anteriormente.

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{52} - 0,2} + 0,82$$

$$\Phi = 1,025$$

Finalmente, tras demostrar que se cumplen todas las condiciones para aplicar este método y realizar los cálculos, se puede concluir que el valor del coeficiente de impacto es 1,025.

#### A.2.1.2. Cargas no ferroviarias

Las cargas en aceras, paseos de servicio y zonas del tablero no afectadas directamente por el tráfico ferroviario se asimilarán a una sobrecarga vertical uniforme de  $5 \text{ kN/m}^2$ , que solo actuarán en los paseos, aproximadamente la superficie que se encuentra entre el final del balasto y el final del tablero.

$$q_{fk} = \frac{(14\text{m} - 9,35\text{m})}{2} \cdot (-5\text{kN/m}^2) \cdot \vec{j}$$

$$q_{fk} = -11,625\text{kN/m} \cdot \vec{j} \text{ (por cada uno de los dos paseos)}$$



Cuando esta acción actúe junto con otras cargas variables y no sea considerada como la carga variable principal se le aplicará un coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007. Para este caso, al no ser la acción originada por el tráfico, su coeficiente será  $\psi_0 = 0,6$ .

$$q_{fk} = \psi_0 \cdot (-11,625 \text{ kN/m}) \cdot \vec{j}$$

$$q_{fk} = 0,6 \cdot (-11,625 \text{ kN/m}) \cdot \vec{j}$$

$$q_{fk} = -6,975 \text{ kN/m} \cdot \vec{j} \quad (\text{por cada uno de los dos paseos})$$

Esta acción podrá considerarse que actúa en un solo paseo o en los dos simultáneamente, dependiendo de la situación más desfavorable. En el caso de actuar en los dos paseos se considerará la carga centrada. Por el contrario, en caso de actuar en un solo paseo supondremos que la carga se encuentra a 5,84 m del centro del puente.

$$e = \frac{9,35 \text{ m}}{2} + \frac{\frac{14 \text{ m}}{2} - \frac{9,35 \text{ m}}{2}}{2} = 5,84 \text{ m}$$

## A.2.2. Acciones horizontales debidas al tráfico

### A.2.2.1. Frenado y arranque

Las acciones de frenado y arranque de los vehículos ferroviarios se asimilarán a fuerzas horizontales, paralelas a la vía, repartidas uniformemente a lo largo de una determinada longitud y aplicadas a nivel del plano medio de rodadura.

Las acciones serán multiplicadas por el coeficiente  $\alpha$ , que depende del tipo de vía empleada en la línea, en el caso de este proyecto será de  $\alpha = 1,21$  al tratarse de ancho de vía internacional. Este coeficiente se obtiene del artículo 2.3.1.1 de la IAPF-2007 y se aplicará a todas las acciones debidas al tráfico.

- Frenado:

$$Q_{l,k} = \alpha \cdot 20 \text{ kN/m} \cdot L \quad (\text{con } L \leq 300 \text{ m})$$

$$Q_{l,k} = 1,21 \cdot 20 \text{ kN/m} \cdot \vec{i}$$

$$Q_{l,k} = 24,2 \text{ kN/m} \cdot \vec{i}$$

Esta acción será aplicada en una longitud menor a 300m.



- Arranque:

$$Q'_{l,k} = \alpha \cdot 33kN / m \cdot L' \text{ (con } L' \leq 30m \text{)}$$

$$Q'_{l,k} = 1,21 \cdot 33kN / m \cdot \vec{i}$$

$$Q'_{l,k} = 39,93kN / m \cdot \vec{i}$$

Al igual que con las cargas de frenado, esta acción se aplicará en una longitud menor a 30m.

Cuando estas acciones actúen junto con otras cargas variables y no sean consideradas como la carga variable principal se las aplicarán un coeficiente de combinación  $\psi_o$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007. Para este caso, al ser la acciones originadas por el tráfico, su coeficiente será  $\psi_o = 0,8$ .

- Frenado:

$$Q_{l,k} = \psi_o \cdot 24,2kN / m \cdot \vec{i}$$

$$Q_{l,k} = 0,8 \cdot 24,2kN / m \cdot \vec{i}$$

$$Q_{l,k} = 19,36kN / m \cdot \vec{i}$$

- Arranque:

$$Q'_{l,k} = \psi_o \cdot 39,93kN / m \cdot \vec{i}$$

$$Q'_{l,k} = 0,8 \cdot 39,93kN / m \cdot \vec{i}$$

$$Q'_{l,k} = 31,94kN / m \cdot \vec{i}$$

El punto 2.3.2.1.1.2. de la norma nos indica que en puentes con dos o más vías, únicamente se considerará la actuación simultánea de un frenado y un arranque en dos cualesquiera de ellas, elegidas de forma que se produzca el efecto más desfavorable.



#### A.2.2.2. Efecto de lazo

El efecto de lazo se asimilará a una única fuerza horizontal y puntual de valor característico:

$$Q_{sk} = \alpha \cdot 100kN$$

$$Q_{sk} = 1,21 \cdot 100kN \cdot \vec{k}$$

$$Q_{sk} = 121kN \cdot \vec{k} \text{ (por cada una de las dos vías)}$$

Cuando esta acción actúe junto con otras cargas variables y no sea considerada como la carga variable principal se le aplicará un coeficiente de combinación  $\psi_o$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007. Para este caso, al ser la acción originada por el tráfico, su coeficiente será  $\psi_o = 0,8$ .

$$Q_{sk} = \psi_o \cdot 121kN \cdot \vec{k}$$

$$Q_{sk} = 0,8 \cdot 121kN \cdot \vec{k}$$

$$Q_{sk} = 96,8kN \cdot \vec{k} \text{ (por cada una de las dos vías)}$$

La carga será perpendicular al eje de la vía, aplicada en la parte superior del carril y hacia el exterior de éste, por lo que se tendrá que considerar una excentricidad debida a:

- La distancia del centro de gravedad de la sección a la cara superior de la losa
- El espesor de balasto bajo traviesa
- El canto de traviesa bajo carril
- La altura del carril

$$e = 1,0627m + 0,4m + 0,24m + 0,172m$$

$$e = 1,875m$$





### A.2.3. Viento

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente y no será necesario considerar los efectos aeroelásticos. Para conocer el empuje del viento y el momento de vuelco sobre el tablero es necesario calcular primero el coeficiente de arrastre  $C_D$  y la velocidad de cálculo, ambos cálculos se detallan a continuación:

#### A.2.3.1. Coeficiente de arrastre

Para estos cálculos es preciso utilizar la simplificación que aparece en el caso 1, empuje horizontal sobre tableros de alma llena, contenido en el punto 2.3.7.5.1. de la IAPF-2007. Este caso incluye a los tableros con alma llena de tipo cajón (sencillo o múltiple), las losas y los tableros de vigas. A falta de datos experimentales el coeficiente de arrastre ( $C_D$ ) se determinará mediante la expresión:

$$C_D = 2,5 - 0,3 \frac{B}{h} \quad (\text{con } 0,3 \leq C_D \leq 2,4)$$

donde:

- B: Anchura total del tablero  $\rightarrow 14\text{m}$
- h: Altura obtenida al añadir el canto del tablero, la altura de la eventual sobrecarga de uno que pueda actuar, o la de cualquier elemento funcional opaco más alto situado a barlovento de dicha sobrecarga. Distinguimos dos estados:

Supondremos que el viento puede actuar concomitante con el tren de cargas UIC71 o no, ya que el área de exposición del viento es mayor cuando actúan las dos cargas variables juntas. Por esta razón calcularemos el coeficiente de arrastre para las dos hipótesis posibles.

#### Sin sobrecarga

- Canto de la losa  $\rightarrow 2,45\text{m}$
- Altura de la barandilla  $\rightarrow 1,20\text{m}$

$$C_D = 2,5 - 0,3 \frac{14\text{m}}{2,45\text{m} + 1,20\text{m}}$$

$$C_D = 1,35$$



### Con sobrecarga

- Canto de la losa  $\rightarrow 2,45m$
- Espesor de balasto bajo traviesa  $\rightarrow 0,40m$
- Canto de traviesa bajo carril  $\rightarrow 0,24m$
- Altura del carril  $\rightarrow 0,172m$
- Altura de la sobrecarga de uso ferroviaria, en el caso de que actúe  $\rightarrow 4m$

$$C_D = 2,5 - 0,3 \frac{14m}{2,45m + 0,40m + 0,24m + 0,172m + 4m}$$
$$C_D = 1,92$$

### A.2.3.2. Velocidad de cálculo

Es la máxima velocidad de ráfaga que puede afectar a cualquier elemento del puente, durante el periodo de retorno considerado. Se obtendrá mediante la expresión:

$$V_C = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot v_{ref}$$

donde:

- $V_C$ : Velocidad de cálculo, en [m/s].
- $v_{ref}$ : Velocidad de referencia, en [m/s].
- $C_t$ : Factor de topografía.
- $C_r$ : Factor de riesgo.
- $C_z$ : Factor de altura.
- $C_g$ : Factor de ráfaga, obtenido de la siguiente fórmula:

Sustituyendo cada miembro de esta expresión por su valor calculado obtenemos la siguiente velocidad de cálculo:

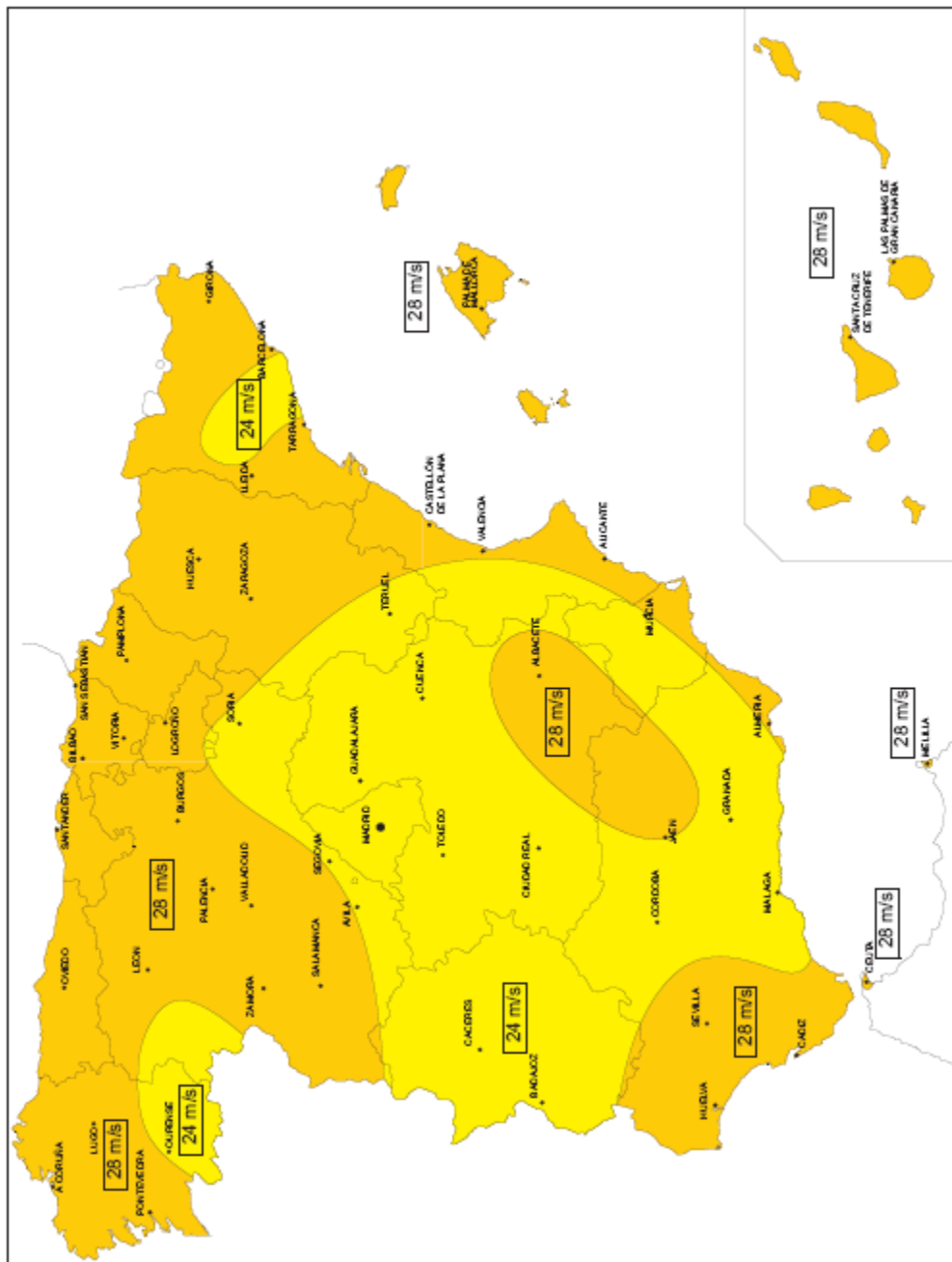
$$V_C = 1 \cdot 1,04 \cdot 1,1 \cdot 1,49 \cdot 28m/s$$
$$V_C = 47,73m/s$$

En los siguientes puntos se indica el cálculo detallado de cada miembro de la ecuación utilizada.

#### A.2.3.2.1. Velocidad de referencia ( $v_{ref}$ )

Es la velocidad media del viento a lo largo de un periodo de diez minutos, medida en una zona plana y desprotegida frente al viento equivalente, en un entorno tipo II (definido en 2.3.7.2 de la IAPF-2007), a una altura de diez metros, y para un periodo de retorno de cincuenta años.

A falta de datos específicos de la zona, su valor se obtendrá del mapa de isotacas que se adjunta. Al encontrarse el puente en el municipio de La Robla, provincia de León, tomaremos un valor de 28m/s.



Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad de referencia del viento.



#### **A.2.3.2.2. Factor de topografía ( $C_t$ )**

Habitualmente se toma el valor 1,0. En valles con riesgo de encauzamiento del viento sobre el puente se tomará el valor 1,1. Para este proyecto su valor será 1,0.

#### **A.2.3.2.3. Factor de riesgo ( $C_r$ )**

A falta de estudios específicos se considerará un periodo de retorno de cien años ( $C_r=1,04$ ) para situaciones persistentes.

#### **A.2.3.2.4. Factor de altura ( $C_z$ )**

Obtenido de la siguiente expresión:

$$C_z = k_z \ln(z / z_0) \quad (\text{para } z \geq z_{\min})$$

$$C_z = k_z \ln(z_{\min} / z_0) \quad (\text{para } z < z_{\min})$$

donde:

- $z$ : Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o del nivel mínimo de agua bajo el puente, en [m]. Para calcularla se han de tener en cuenta las alturas de los siguientes elementos:
  - Altura de la pila  $\rightarrow 15m$
  - Canto de la losa  $\rightarrow 2,45m$
  - Espesor de balasto bajo traviesa  $\rightarrow 0,40m$
  - Canto de traviesa bajo carril  $\rightarrow 0,24m$
  - Altura del carril  $\rightarrow 0,172m$

$$z = \frac{2,45m + 0,40m + 0,24m + 0,172m}{2} + 15m$$

$$z = 16,63m$$

- $K_z$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$ : son respectivamente el factor del terreno, la longitud de la rugosidad, en [m], indicados en el cuadro que se adjunta a continuación. En el capítulo 2 de este proyecto se definió el entorno del puente como de tipo II.



Tipo de entorno	$k_z$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	0,16	0,003	1
I	0,17	0,01	1
<b>II</b>	<b>0,19</b>	<b>0,05</b>	<b>2</b>
III	0,22	0,30	5
IV	0,23	1,00	10

Conociendo estos valores se pueden aplicar ya las expresiones anteriormente mencionada en este apartado.

$$C_z = 0,19 \cdot \ln(16,63m / 0,05m)$$

$$C_z = 1,1$$

#### A.2.3.2.5. Factor de ráfaga ( $C_g$ )

El factor de ráfaga es obtenido aplicando la siguiente expresión:

$$C_g = \sqrt{\left(1 + \frac{7 \cdot k_z}{C_z \cdot C_t}\right)}$$

donde:

- $k_z$ : factor del terreno.
- $C_z$ : factor de altura.
- $C_t$ : factor de topografía.

$$C_g = \sqrt{\left(1 + \frac{7 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 1}\right)}$$

$$C_g = 1,49$$



### A.2.3.3. Empuje del viento

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la expresión:

$$F_{Hk} = C_D \cdot A \cdot \left( \frac{1}{2} \rho \cdot V_C^2 \right)$$

donde:

- $F_{Hk}$ : empuje horizontal del viento, en [N].
- $C_D$ : coeficiente de arrastre del elemento considerado.
- $A$ : área sólida o neta del elemento expuesto al viento y proyectada sobre un plano normal a éste, en [m<sup>2</sup>].
- $\frac{1}{2}\rho V_C^2$ : presión básica de cálculo, en [N/m<sup>2</sup>], en la que  $\rho$  es la masa específica del aire (1,23 kg/m<sup>3</sup>) y  $V_C$  la velocidad de cálculo, en [m/s].

La materialización de otras acciones actuando en la estructura puede modificar el área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento. Por este motivo se ha tenido en cuenta tanto la hipótesis en que el viento actúa concomitante con el tren de cargas UIC71 como la hipótesis en que actúa en solitario.

#### Sin sobrecarga

$$F_{Hk} = 1,35 \cdot 3,65m \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 1,25kg/m^3 \cdot (47,73m/s)^2 \right)$$

$$F_{Hk} = 7,016kN/m \cdot \vec{k}$$

#### Con sobrecarga

Debe tenerse en cuenta que la norma indica que, siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, la presión básica a considerar será del cincuenta por ciento de la calculada anteriormente.

$$F_{Hk} = 0,5 \cdot 1,92 \cdot 7,262m \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 1,25kg/m^3 \cdot (47,73m/s)^2 \right)$$

$$F_{Hk} = 9,926kN/m \cdot \vec{k}$$

Cuando esta acción actúe junto con otras cargas variables y no sea considerada como la carga variable principal se le aplicará un coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la



tabla 3.1 de la IAPF-2007. Para este caso, al no ser la acción originada por el tráfico, su coeficiente será  $\psi_0 = 0,6$ .

#### Sin sobrecarga

$$F_{Hk} = \psi_0 \cdot 7,016kN / m \cdot \vec{k}$$

$$F_{Hk} = 0,6 \cdot 7,016kN / m \cdot \vec{k}$$

$$F_{Hk} = 4,21kN / m \cdot \vec{k}$$

#### Con sobrecarga

$$F_{Hk} = \psi_0 \cdot 9,926kN / m \cdot \vec{k}$$

$$F_{Hk} = 0,6 \cdot 9,926kN / m \cdot \vec{k}$$

$$F_{Hk} = 5,956kN / m \cdot \vec{k}$$

#### A.2.3.4. Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción del viento se supondrá que el empuje horizontal está aplicado a una altura del 60% de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.

Al igual que con el empuje del viento, se considerará tanto la hipótesis en que el viento actúa concomitante con el tren de cargas UIC71 como la hipótesis en que actúa en solitario.

#### Sin sobrecarga

$$M = (0,6 \cdot h) \times F_{Hk}$$

$$M = 0,6 \cdot 3,65m \cdot 7,016kN / m$$

$$M = 15,37m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

#### Con sobrecarga

$$M = (0,6 \cdot h) \times F_{Hk}$$

$$M = 0,6 \cdot 7,262m \cdot 9,926kN / m$$

$$M = 43,25m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$



Cuando esta acción actúe junto con otras cargas variables y no sea considerada como la carga variable principal se le aplicará un coeficiente de combinación  $\psi_o$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007. Para este caso, al no ser la acción originada por el tráfico, su coeficiente será  $\psi_o = 0,6$ .

#### Sin sobrecarga

$$M = \psi_o \cdot 15,37m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

$$M = 0,6 \cdot 15,37m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

$$M = 9,22m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

#### Con sobrecarga

$$M = \psi_o \cdot 43,25m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

$$M = 0,6 \cdot 43,25m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

$$M = 25,95m \cdot kN / m \cdot \vec{i}$$

### A.2.4. Acciones térmicas

Se considerarán las acciones térmicas siguientes:

- Variación uniforme de la temperatura asociada a la variación anual de la temperatura ambiente en el lugar de emplazamiento.
- Gradientes térmicos de la sección transversal, asociados a las variaciones diarias de temperatura y radiación solar en el lugar de emplazamiento.

#### A.2.4.1. Variación uniforme anual de la temperatura

Se denomina  $\Delta T$ , y es la diferencia, a lo largo del año, de los valores medios máximos y mínimos de la temperatura media efectiva en sus secciones transversales. Su valor dependerá de la tipología estructural del tablero, de sus dimensiones, de los materiales constituyentes y de la temperatura de la zona.

El valor característico de  $\Delta T$ , para los tableros de hormigón o metálicos, con o sin balasto, se obtendrá de la siguiente expresión:

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c$$

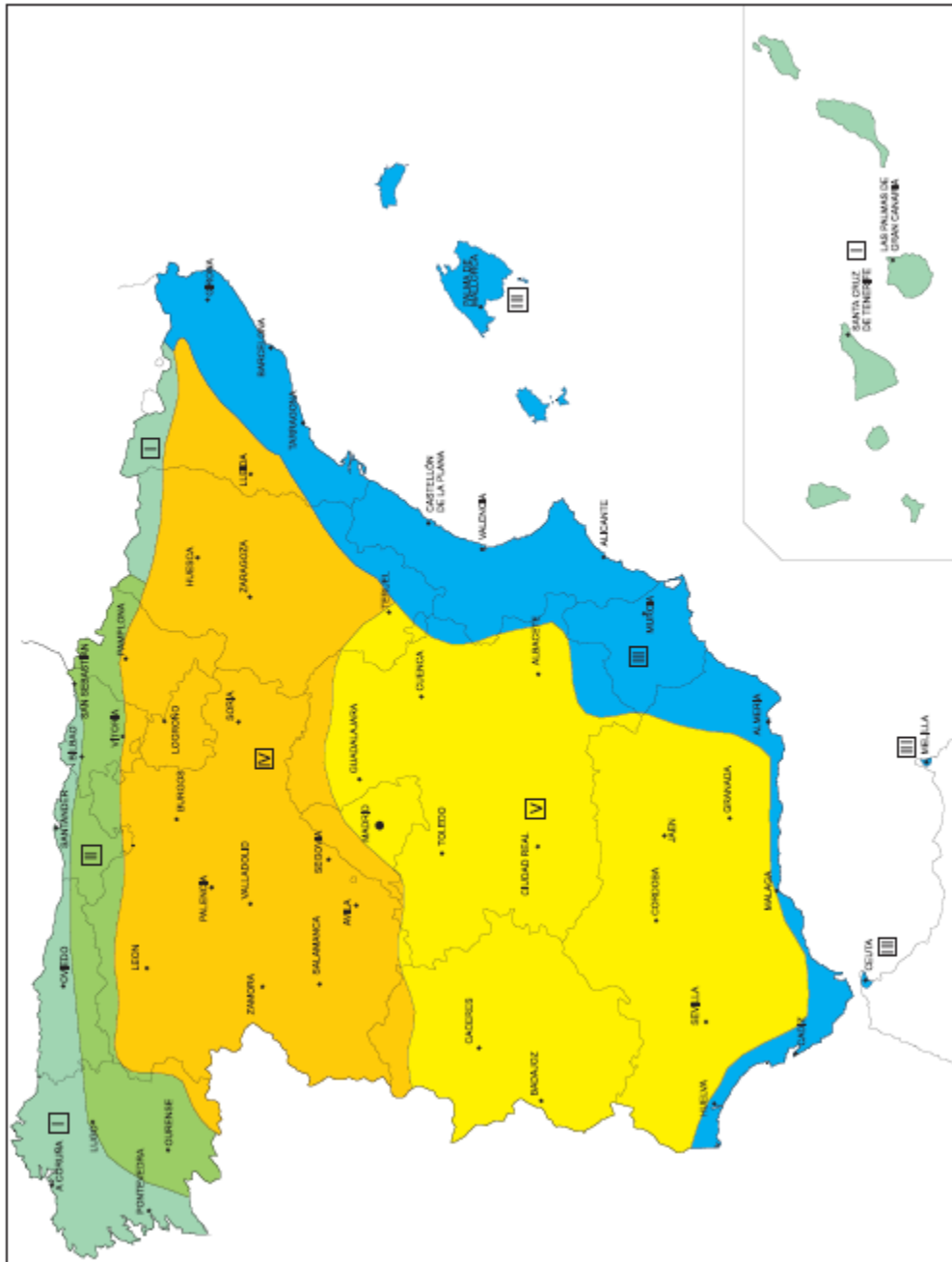




donde:

- $z$ : número arábigo correspondiente al número romano que designa la zona climática (por ejemplo:  $z = 3$  para la zona III).
- $h$ : canto del tablero, en [m]. El valor de  $h$  estará comprendido entre los valores  $h_{\min}$  y  $h_{\max}$  del cuadro que se adjunta en este apartado. Para  $h > h_{\max}$  se tomará  $h = h_{\max}$ . Para  $h < h_{\min}$  se tomará  $h = h_{\min}$ .
- $s$ : separación entre ejes de vigas, en [m], para tableros de vigas de hormigón. En otro tipo de tableros se tomará  $s = 1$ .
- $K, a, b, c$ : constantes definidas en el cuadro para las tipologías de tableros de hormigón o metálicos más habituales, adjunto en este apartado.

El mapa que se adjunta a continuación indica cual es el valor de  $z$ , en este caso tomaremos  $z = 4$  debido a que el viaducto será construido en el municipio de La Robla, provincia de León.



*Mapa de zonas climáticas para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero.*

El resto de constantes están incluidas en el cuadro que se adjunta a continuación, tomando los valores que corresponden a la *losa aligerada de hormigón*. El canto del tablero se ha definido en el capítulo 2 de este proyecto, su valor es de 2,45 m. Este valor es superior a los 1,50 m que indica  $h_{max}$ , por esta razón se ha considerado  $h = 1,50$  m. El puente no está constituido por varias vigas, el valor que asignaremos a  $s$  será la unidad.

Tipología del tablero	K	a	b	c	$h_{min}$ (m)	$h_{max}$ (m)
Losa maciza de hormigón	23,89	0,292	-0,139	0	0,30	1,20
Losa aligerada de hormigón	24,91	0,292	-0,172	0	0,60	1,50
Cajón de hormigón	29,13	0,301	-0,148	0	1,70	4,00
Vigas de hormigón	26,90	0,300	-0,088	0,057	0,60	2,50
Cajón metálico	39,77	0,234	-0,069	0	1,50	4,50
Vigas metálicas	40,11	0,228	-0,072	0	2,00	6,00

Sustituyendo estos valores en la ecuación se obtiene el siguiente resultado para la variación uniforme anual de la temperatura del tablero:

$$\Delta T = K \cdot z^a \cdot h^b \cdot s^c$$

$$\Delta T = 24,91 \cdot 4^{0,292} \cdot 1,50^{-0,172} \cdot 1^0$$

$$\Delta T = 34,82^\circ\text{C}$$

#### A.2.4.2. Gradiente térmico

Es la diferencia de temperaturas entre las fibras extremas de la sección transversal de un elemento estructural, la diferencia de temperatura entre ambas fibras se supondrá lineal. Se produce por la diferencia de temperatura positiva entre las fibras superior e inferior del tablero debida al soleamiento.

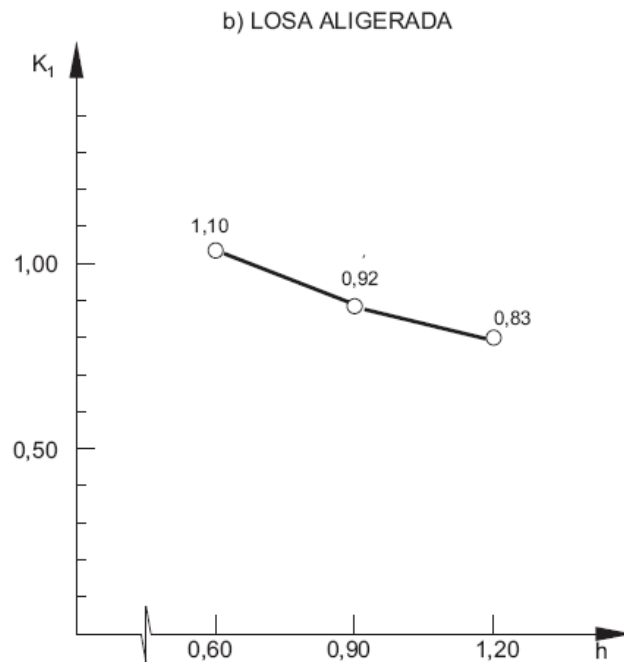
A continuación se indica el método para obtener la diferencia de temperatura vertical positiva entre la fibra superior e inferior del tablero,  $[\Delta T_{SI}]$ , a considerar en losas de hormigón macizas o aligeradas. Se tomará la siguiente expresión:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2) \Delta T_{SI,ref}$$

donde:

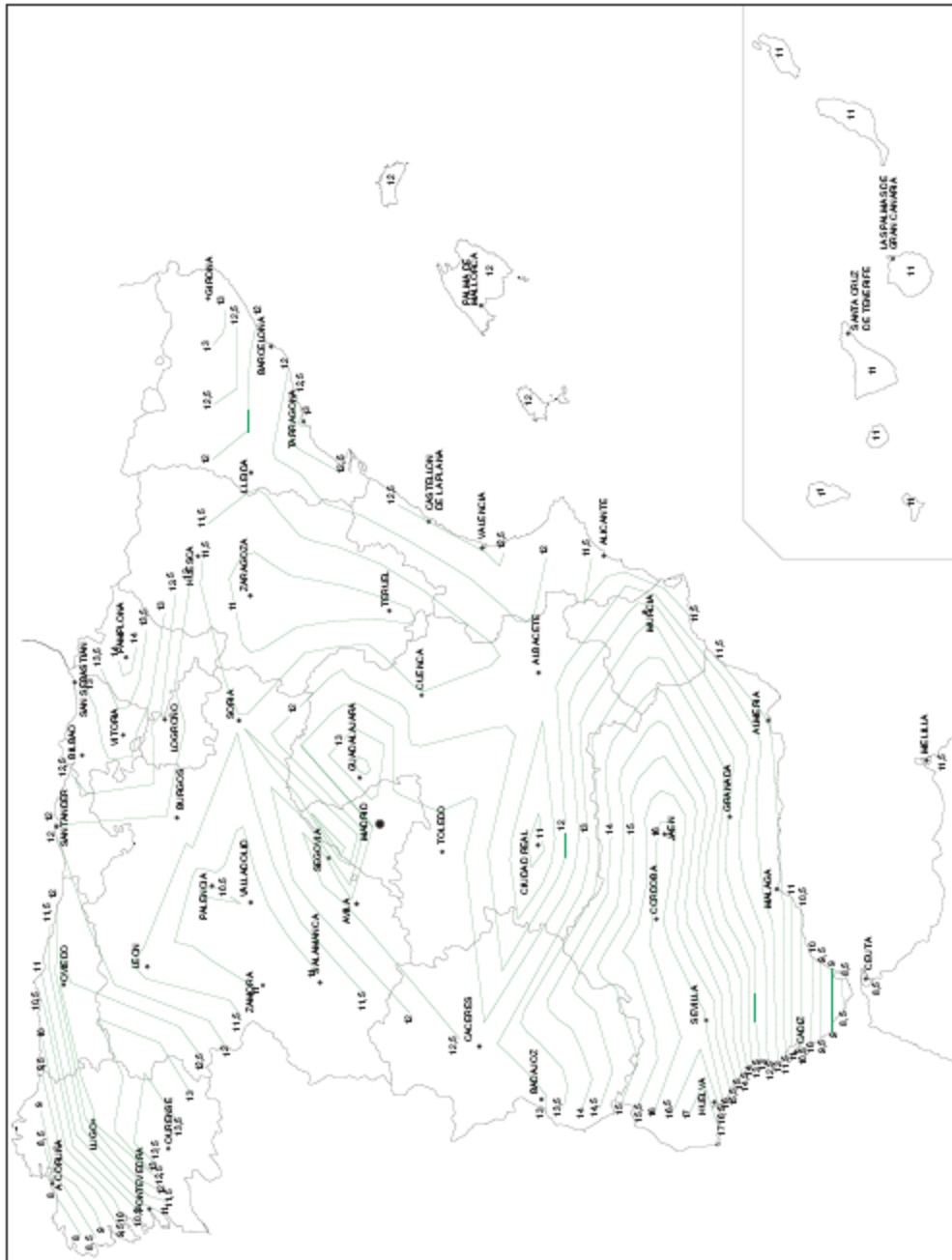
- $K_1$ : factor de corrección por el canto del tablero.
- $K_2$ : factor de corrección por balasto (si existe balasto  $K_2 = 0,6$ ; si no existe balasto  $K_2 = 1,0$ ).
- $\Delta T_{SI,ref}$ :  $\Delta T_{SI}$  de referencia.

Utilizando la gráfica que se adjunta se determina el valor del factor de corrección por el canto del tablero, donde  $h$  es el canto de la losa, expresado en [m].



*Factor de corrección  $K_1$  en función del canto de la losa.*

El canto empleado para el tablero es de 2,45 m. Teniendo en cuenta que no hay datos para cantos tan grandes se le asignará a  $K_1$  un valor conservador igual a 0,83. El coeficiente de corrección por balasto será  $K_2 = 0,6$  por existir balasto en la vía. El valor de  $\Delta T_{Sl,ref}$  será obtenido con ayuda del mapa que adjuntamos en la siguiente página. Para La Robla, provincia de León, el valor de  $\Delta T_{Sl,ref}$  es 11,5 °C.



Mapa de isolíneas para la obtención de  $\Delta T_{SI,ref}$  en tableros de losa de hormigón

Sustituyendo los valores obtenidos en la ecuación obtenemos la siguiente variación de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero:

$$\Delta T_{SI} = (K_1 K_2) \Delta T_{SI,ref}$$

$$\Delta T_{SI} = (0,83 \cdot 0,6) \cdot 11,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{SI} = 5,727^\circ\text{C}$$



Cuando esta acción actúe junto con otras cargas variables y no sea considerada como la carga variable principal se le aplicará un coeficiente de combinación  $\psi_o$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007. Para este caso, al no ser la acción originada por el tráfico, su coeficiente será  $\psi_o = 0,6$ .

$$\Delta T_{st} = \psi_o \cdot 5,727^{\circ}C$$

$$\Delta T_{st} = 0,6 \cdot 5,727^{\circ}C$$

$$\Delta T_{st} = 3,436^{\circ}C$$



## Anejo B.

# Comprobación de los estados límite de servicio

---

Para poder ubicar de una manera más simple los puntos que sufren mayores desplazamientos se supondrá un sistema de coordenadas que se encuentre en el estribo que tiene restringido los movimientos longitudinales, de tal modo que el eje X sea paralelo al eje longitudinal del tablero, el eje Y será el eje vertical y el eje Z corresponderá a un eje horizontal transversal al tablero.

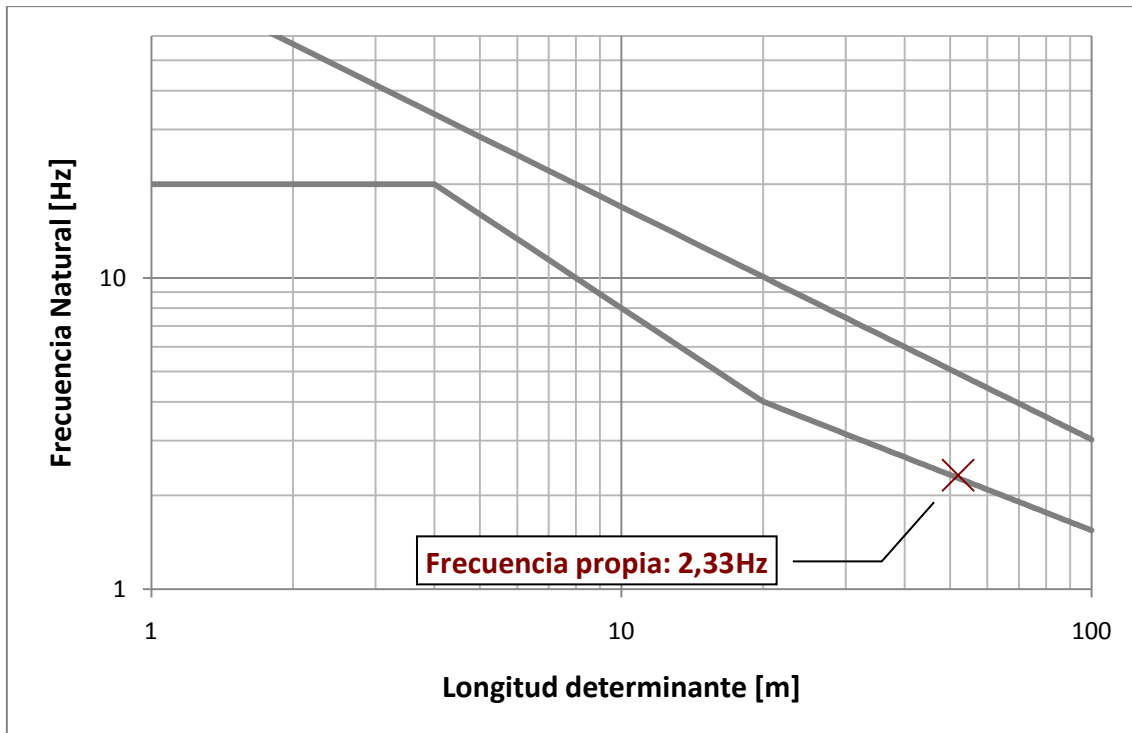
### B.1. Aceleración vertical del tablero

La IAPF indica que para puentes con vías con balasto la aceleración vertical máxima permitida es de  $a_{\max} \leq 0,35g$ . Esta comprobación no será necesario realizarla si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- Ha de cumplirse que la frecuencia propia del primer modo de vibración por flexión vertical se encuentra entre 2,27 Hz y 4,93 Hz. Estos límites han sido calculados previamente en el punto 2.5.1 de este documento.
- La velocidad de proyecto debe ser menor de  $V < 220$  km/h, para que no exista riesgo de resonancia.
- Puentes o elementos estructurales de tipologías convencionales, recogidas en los siguientes cuadros contenidos en la IAPF-2007: B.4 (vigas longitudinales principales), B.2, y B.3 (esfuerzos locales y transversales) y B.5 (soportes estructurales).

Para conocer la frecuencia propia se ha realizado un análisis modal con puente no cargado utilizando el programa ANSYS. Los valores de las 10 primeras frecuencias están incluidos en una tabla que aparece en el punto C.1.

En orden ascendente se han comprobado con ANSYS uno a uno cuál de estos modos es el primero por flexión transversal, este es el primer modo. La frecuencia es de 2,33 Hz, dentro del rango definido por las ecuaciones. Se representa a continuación gráficamente el punto de la frecuencia junto con sus límites superior e inferior:



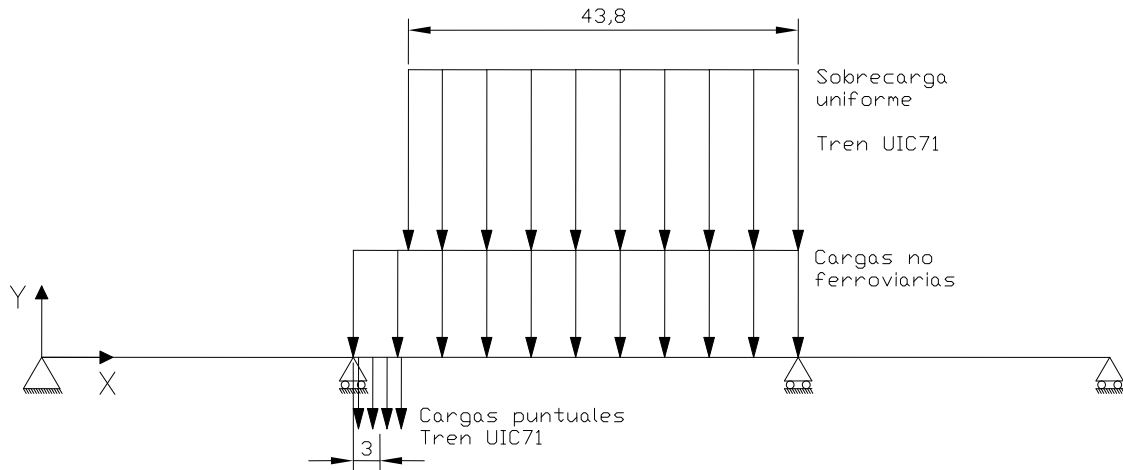
*Representación de la frecuencia natural en función de la longitud determinante.*

El viaducto está diseñado para una velocidad de proyecto de  $V=200$  km/h, por debajo de los 220 km/h que limita la norma para evitar realizar el cálculo de este estado límite de servicio.

Además, este tipo de estructura está contenida en el punto 5.2 del cuadro B.4 (vigas y losas de  $n$  vanos), esto indica que el viaducto se encuentra dentro del grupo de puentes convencionales. Por tanto, no será necesario el cálculo de la aceleración vertical del tablero al cumplir las tres condiciones.







*Distribución de las cargas verticales.*

Los alabeos obtenidos por el programa ANSYS tras la colocación de todas las cargas mencionadas se recogen en el punto C.2.1 del anejo dedicado a las hojas de resultados.

***El máximo alabeo, medido entre dos secciones separadas a 3 m, se da para la sección correspondiente a la pila y la sección perteneciente al vano central a 3 m de la pila. Su valor es de  $t = 0,178 \text{ mm}/3\text{m}$ , muy por debajo de los  $3,0 \text{ mm}/3\text{m}$  que indica la IAPF-2007. Por tanto, se puede afirmar que el viaducto cumple este apartado de la norma.***

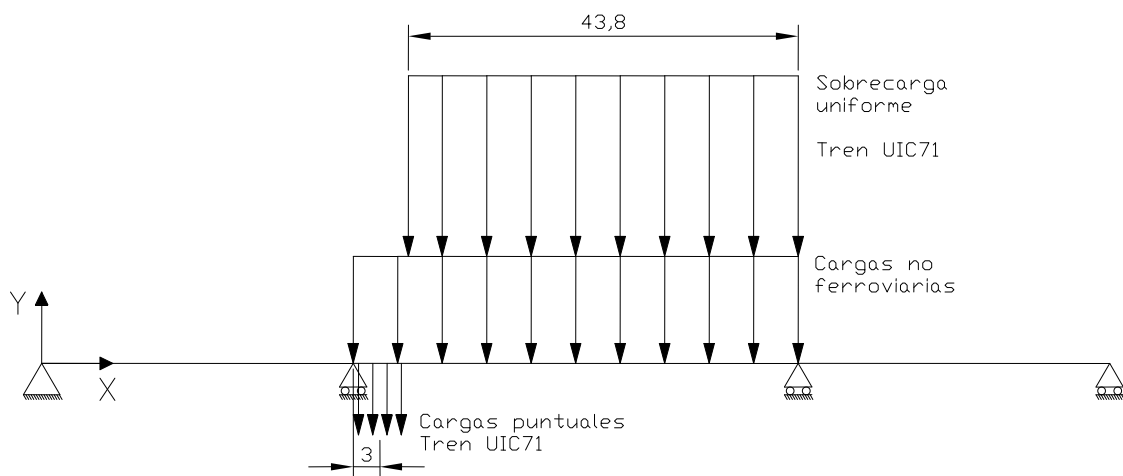
## B.2.2. Alabeo total

La comprobación del alabeo total, suma del de la vía en curva más el del tablero, se realizará con las sobrecargas de uso, las acciones térmicas y de viento. El máximo alabeo del tablero entre dos secciones separadas a 3 m se obtiene para la siguiente situación:

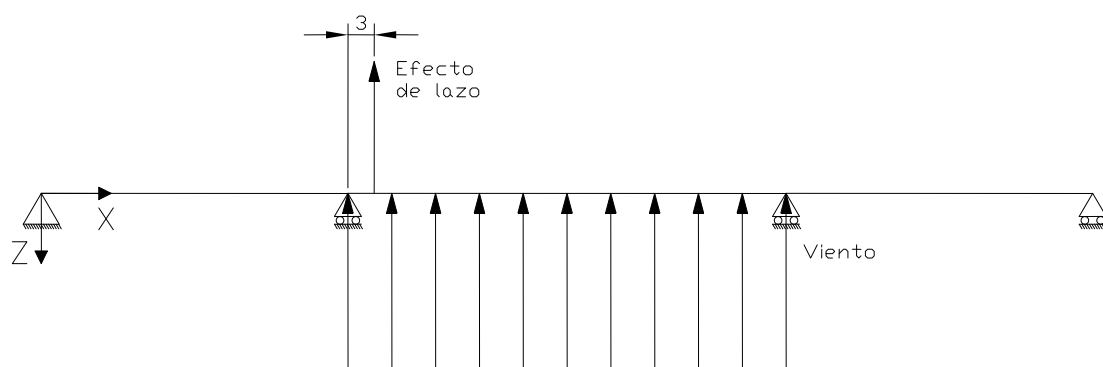
- La sobrecarga de uso de un tren de cargas verticales UIC71, afectada por  $\alpha$  y su coeficiente de impacto, actuará como carga variable principal a lo largo de todo el vano central. Al tratarse de un solo tren solo estará cargada una de las vías.
- Las cargas puntuales del tren UIC71 actuando en el vano central. El centro de las cargas puntuales se encontrará a 3 m de la pila, en otras palabras, cada una de las cargas se colocarán a 0,6 m, 2,2 m, 3,8 m y 5,4 m de la pila respectivamente. Ésta carga también actuará como carga variable principal y también estará afectada por  $\alpha$  y su coeficiente de impacto.
- El paseo que se encuentra junto a la vía cargada por el tren UIC71 se encontrará cargado y actuando a lo largo de todo el vano central.
- La carga puntual correspondiente al efecto de lazo del tren se encontrará en el vano central a 3 m de la misma pila mencionada para la situación de las cargas puntuales del tren UIC71. El efecto de lazo estará afectado por el coeficiente  $\alpha$  y actuará en la misma vía que el tren UIC71, orientado hacia el exterior del puente para producir una máxima torsión junto con las demás cargas.

- La acción correspondiente al viento actuando en todo el vano central con el mismo sentido que el efecto de lazo del tren, para maximizar los esfuerzos de torsión del puente. Tendremos en cuenta que cuando el viento actúa junto con la sobrecarga del tren UIC71 la presión básica a considerar es del cincuenta por ciento.
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Se puede ver la distribución de las cargas de una forma más clara en las siguientes imágenes:



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas transversales.*

Los alabeos obtenidos por el programa ANSYS tras la colocación de todas las cargas mencionadas se recogen en el punto C.2.2, dentro del anejo C.



***El máximo alabeo total, medido entre dos secciones separadas a 3 m, se da para la sección correspondiente a la pila y la sección perteneciente al vano central a 3 m de la pila. Su valor es de  $t = 0,191 \text{ mm/3m}$ , muy por debajo de los  $7,5 \text{ mm/3m}$  que indica la IAPF-2007. Por tanto, se puede afirmar que el viaducto cumple este apartado de la norma.***

## B.3. Deformación vertical del tablero

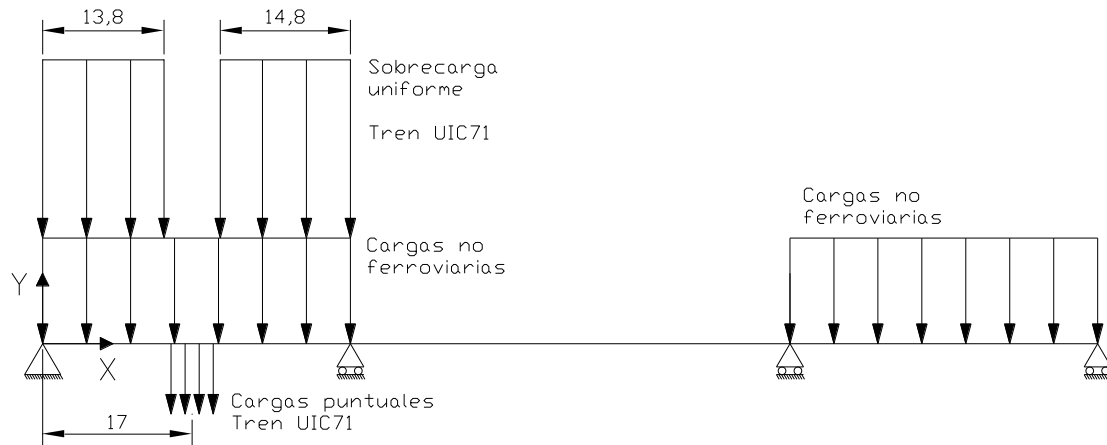
Las comprobaciones de este apartado se realizarán en el eje de cada vía, con las sobrecargas de uso definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 y con las acciones térmicas.

### B.3.1. Flecha vertical en el vano lateral

La flecha máxima en el vano lateral se produce cuando existe la siguiente combinación de cargas:

- La sobrecarga de uso de dos trenes UIC71, uno por cada vía, actuando como carga variable principal a lo largo de un vano lateral. Esta carga se verá afectada por el coeficiente  $\alpha$  y su coeficiente de impacto.
- El centro de las cargas puntuales de dos trenes UIC71 se encontrara a 17 m del estribo, actuando en el mismo vano lateral. Exactamente, cada una de las cargas puntuales se encontrará a 14,6 m, 16,2 m, 17,8 m y 19,4 m (los dos trenes actúan de forma simétrica). Estas cargas puntuales también se considerarán como carga variable principal y estarán afectadas por el coeficiente  $\alpha$  y su coeficiente de impacto.
- Los dos paseos de cada uno de los vanos laterales se encontrarán cargados, actuando a lo largo de todo el vano.
- Los dos trenes se encontrarán circulando en sentidos contrarios, cada uno por su vía. El tren que circule en el sentido en que decrecen las X se encontrará arrancando y el otro frenando. Las dos cargas se encontrarán en el vano en que se encuentran los dos trenes UIC71 y se distribuirán desde el estribo hasta una longitud de 17 m. Tanto el frenado como el arranque se verán afectados por el coeficiente  $\alpha$ .
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Las siguientes figuras representan la distribución de cargas indicada en las anteriores líneas.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

La suma de estas acciones distribuidas según se ha indicado producen unos desplazamientos verticales que pueden verse en punto C.3.1.

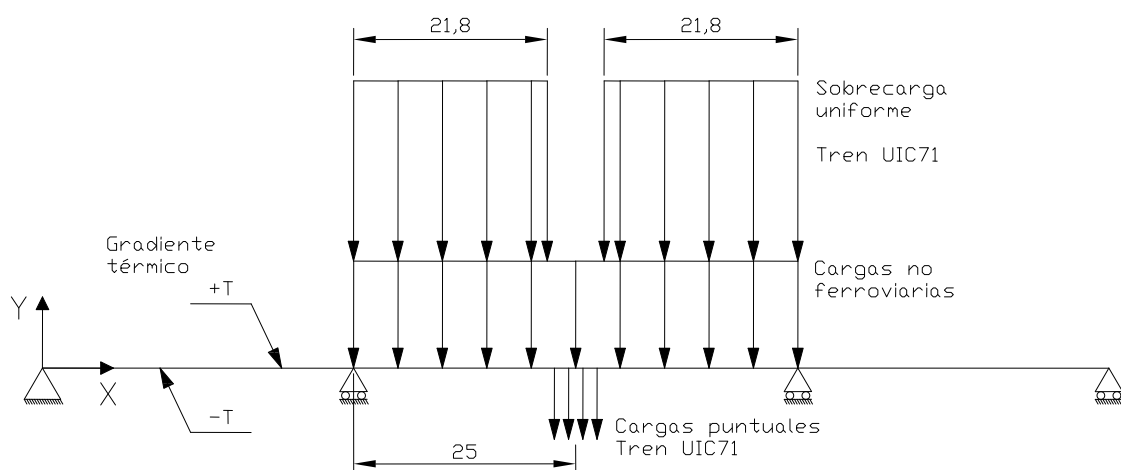
***El punto del puente que ha sufrido un mayor desplazamiento vertical se encuentra a 17 m del estribo. La flecha obtenida es de 12,7 mm, menor que los 58,3 mm permitidos por la IAPF-2007. Se cumple por tanto el apartado de la norma.***

### B.3.2. Flecha vertical en el vano central

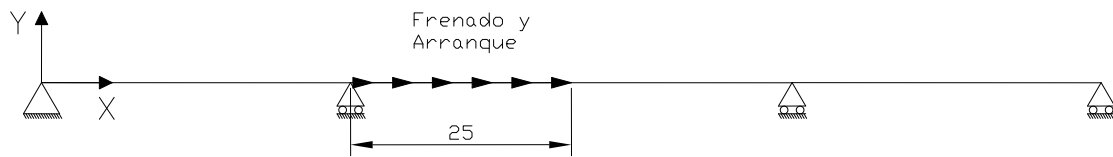
La distribución de cargas que origina un mayor desplazamiento vertical en el vano central es la que se detalla a continuación:

- La sobrecarga de dos trenes UIC71 (uno por cada vía) actuando como carga variable principal a lo largo de todo el vano central, afectada por el coeficiente  $\alpha$  y su coeficiente de impacto.
- Las cargas puntuales de los dos trenes UIC71 se encontrarán en el centro del vano central, en las coordenadas: 57,6 m, 59,2 m, 60,8 m y 62,4 m tomando como centro de coordenadas el estribo fijo. Del mismo modo, actuará como carga variable principal y se multiplicará por el coeficiente  $\alpha$  y el coeficiente de impacto.
- Se encontraran cargados los dos paseos a lo largo de todo el vano central.
- Consideraremos que el gradiente térmico actúa en toda la losa.
- El frenado y el arranque actuarán en el mismo tramo y se encontrarán situados en el vano central a lo largo de 25 m comenzando desde la pila más cercana al estribo fijo. Los dos trenes se encontrar circulando en direcciones opuestas, el que este avanzando hacia el estribo fijo se encontrará arrancando y el otro frenando. A ambas cargas se las multiplicará por el coeficiente  $\alpha$ .
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

A continuación se puede ver la disposición de todas las cargas mencionadas en estas figuras.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

El conjunto de estas acciones producirán una serie de desplazamientos verticales que se recogen en la tabla contenida en el punto C.3.2.

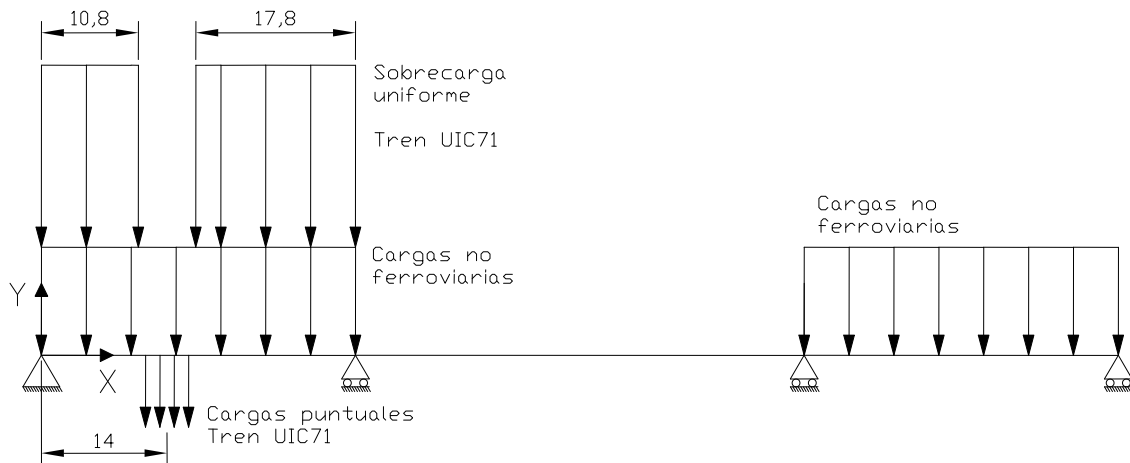
***El punto que más se ha desplazado verticalmente se encuentra en el centro del puente y su flecha es de 31,4 mm, menor que la flecha máxima permitida en la norma (83,3 mm). El viaducto cumple las exigencias de la norma.***

### B.3.3. Giro vertical en el estribo

La combinación de cargas que produce un giro máximo respecto a un eje transversal en el estribo es la que se detalla a continuación:

- La sobrecarga de uso de dos trenes UIC71, uno por cada vía, actuando como carga variable principal a lo largo de un vano lateral. Esta carga se verá afectada por el coeficiente  $\alpha$  y su coeficiente de impacto.
- El centro de las cargas puntuales de dos trenes UIC71 se encontrara a 14 m del estribo, actuando en el mismo vano lateral. Exactamente, cada una de las cargas puntuales se encontrará a 11,6 m, 13,2 m, 14,8 m y 16,4 m (los dos trenes actúan de forma simétrica). Estas cargas puntuales también se considerarán como carga variable principal y estarán afectadas por el coeficiente  $\alpha$  y su coeficiente de impacto.
- Los dos paseos de cada uno de los vanos laterales se encontrarán cargados, actuando a lo largo de todo el vano.
- Los dos trenes se encontrarán circulando en sentidos contrarios, cada uno por su vía. El tren que circule en el sentido en que decrecen las X se encontrará arrancando y el otro frenando. Las dos cargas se encontrarán en el vano en que se encuentran los dos trenes UIC71 y se distribuirán desde el estribo hasta una longitud de 14 m. Tanto el frenado como el arranque se verán afectados por el coeficiente  $\alpha$ .
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Para mayor claridad, se han representado las acciones que producen un máximo giro vertical en el estribo en la siguiente imagen.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

Tras la introducción de todas las cargas en ANSYS se ha obtenido una tabla con la rotación de las secciones del puente separadas a un metro. Dicha tabla puede verse en el anejo de resultados, en el punto C.3.3.

***El conjunto de estas acciones, distribuidas como se indican, originan una rotación en la junta entre el estribo y el tablero de  $1,22 \cdot 10^{-3}$  rad, menos de los  $6,5 \cdot 10^{-3}$  rad que indica la IAPF-2007. Se demuestra entonces que se cumple la condición de giros en apoyos del tablero.***





## B.4. Deformación horizontal del tablero

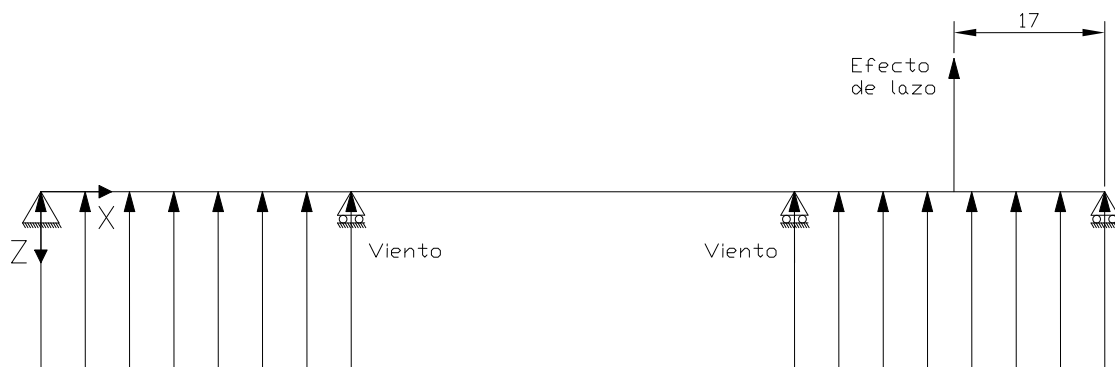
Las comprobaciones de este apartado se realizarán con las sobrecargas de uso definidas en los puntos 2.3.1 y 2.3.2 de la IAPF-2007 y con las acciones térmicas.

### B.4.1. Flecha horizontal en el vano lateral

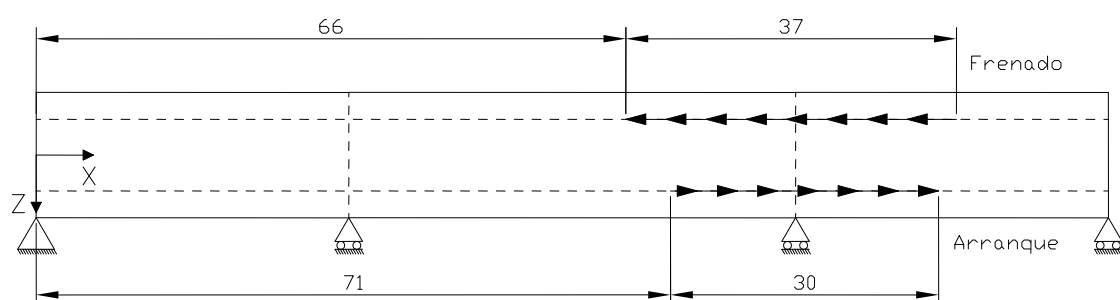
La flecha máxima en el vano lateral se produce cuando existe la siguiente combinación de cargas:

- El viento será la carga variable principal y estará situada a lo largo de los dos vanos laterales. Para maximizar el área de exposición del viento supondremos que actúa junto con el tren de cargas verticales UIC71.
- El efecto de lazo de dos trenes se encontrará situado en el vano lateral definido por la pila y el estribo que permite desplazamientos longitudinales, a 17 m de dicho estribo (coordenada 103 m si tomamos como sistema de referencia el estribo fijo). El motivo por el que situamos el efecto de lazo en este vano es que el estribo que se encuentra en el extremo del vano permite el giro horizontal respecto a un eje vertical, mientras que el otro estribo no permite dicha deformación. El sentido de la carga puntual del efecto de lazo será el mismo que el de la carga producida por el viento. Multiplicaremos el efecto de lazo por su correspondiente coeficiente  $\alpha$ .
- Los dos trenes se encontrarán circulando en el mismo sentido, uno frenando y el otro arrancando. El tren que esté frenando se encontrará circulando en la vía de la derecha y lo hará en una longitud comprendida entre las coordenadas 66 m y 103 m tomando como sistema de referencia el estribo fijo. El otro tren estará arrancando en la otra vía y la acción se repartirá entre las coordenadas 71 m y 101 m, considerando el mismo sistema de coordenadas. Tanto el frenado como el arranque se verán afectados por el coeficiente  $\alpha$ .
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Las imágenes que se adjuntan a continuación representan el estado de cargas que se ha descrito. Para una mayor claridad se ha representado el tablero en planta para visualizar mejor las cargas longitudinales.



*Distribución de las cargas transversales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

La suma de estas acciones distribuidas según hemos indicado producen unos desplazamientos horizontales que pueden verse en la tabla que se incluye en el punto C.4.1.

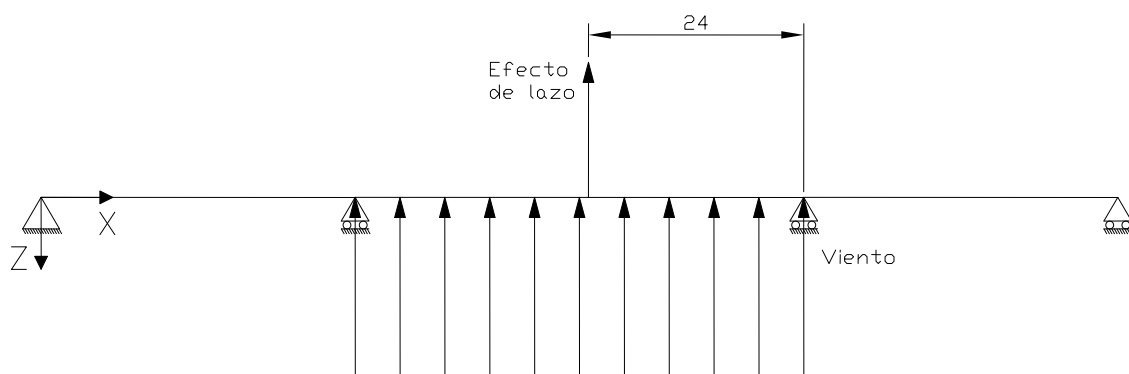
**El punto del puente que ha sufrido un mayor desplazamiento horizontal se encuentra a 17 m del estribo móvil (coordenada 103 m). La flecha obtenida es de 0,107 mm, menor que los 25,5 mm permitidos por la IAPF-2007. Se cumple por tanto el apartado de la norma.**

### B.4.2. Flecha horizontal en el vano central

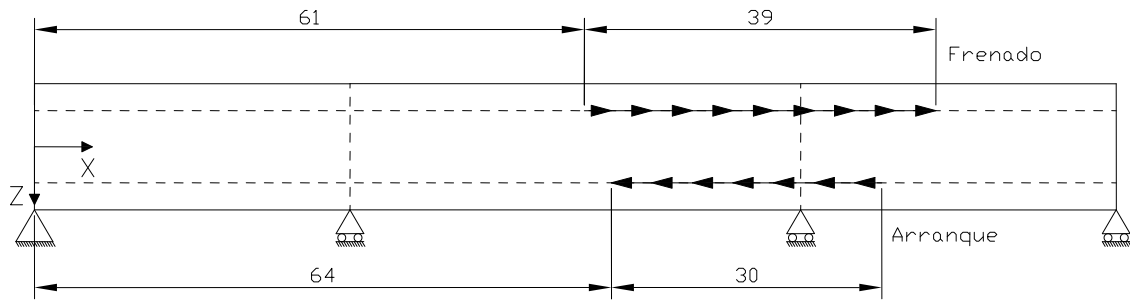
La distribución de cargas que origina un mayor desplazamiento horizontal en el vano central es la que se detalla a continuación:

- La carga del viento se encontrará a lo largo de todo el vano central, concomitante con el tren UIC71 para aumentar el área de exposición del viento. Consideraremos al viento como carga variable principal.
- La carga puntual del efecto de lazo de los dos trenes se encontrará en el vano central a 24 m de la pila más cercana del estribo que permite el desplazamiento longitudinal del tablero (coordenada 61 m tomando como sistema de coordenadas el estribo fijo). El lazo se coloca aquí porque el punto que sufrirá un mayor desplazamiento transversal se encontrará más cercano al estribo móvil que al fijo, ya que el móvil permite el giro horizontal respecto a un eje vertical y el fijo tiene restringido este movimiento. El sentido de la carga puntual del efecto de lazo será el mismo que el de la carga producida por el viento y su modulo estará multiplicado por el coeficiente  $\alpha$ .
- Los dos trenes circularán en la misma dirección, uno se encontrará frenando y el otro se estará arrancando. El tren que frene estará en la vía de la derecha y su carga se repartirá en una longitud comprendida entre las coordenadas 61 m y 100 m, tomando como centro de coordenadas el estribo fijo. El tren que arranca estará situado en la otra vía y su carga estará entre las coordenadas 64 m y 94, suponiendo el mismo sistema de coordenadas. Tanto el frenado como el arranque se verán afectados por el coeficiente  $\alpha$ .
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

A continuación se puede ver la disposición de todas las cargas mencionadas en estas figuras. Se ha representado la losa en planta para comprender mejor la posición de las cargas longitudinales.



*Distribución de las cargas transversales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

El conjunto de estas acciones producirán una serie de desplazamientos horizontales que se recogen en la tabla del apartado C.4.2.

***El punto que más se ha desplazado horizontalmente se encuentra en la coordenada 61 y su flecha es de 0,203 mm, menor que la flecha máxima permitida en la norma (52,1 mm). El viaducto cumple las exigencias de la norma. La flecha se encuentra desplazada del centro debido a que la estructura no es completamente simétrica, el estribo fijo tiene restringido el giro horizontal respecto a un eje vertical, mientras que el otro si permite este movimiento.***

#### B.4.3. Giro horizontal en el estribo

La combinación de cargas que produce un giro máximo respecto a un eje vertical en el estribo es la que se detalla a continuación:

- El viento será la carga variable principal y estará situada a lo largo de los dos vanos laterales. Para maximizar el área de exposición del viento supondremos que actúa junto con el tren de cargas verticales UIC71.
- El efecto de lazo de dos trenes se encontrará situado en el vano lateral definido por la pila y el estribo que permite desplazamientos longitudinales, a 14 m de dicho estribo (coordenada 106 m si tomamos como sistema de referencia el estribo fijo). El motivo por el que situamos el efecto de lazo en este vano es que el estribo que se encuentra en el extremo del vano permite el giro horizontal respecto a un eje vertical, mientras que el otro estribo no permite dicha deformación. El sentido de la carga puntual del efecto de lazo será el mismo que el de la carga producida por el viento. Multiplicaremos el efecto de lazo por su correspondiente coeficiente  $\alpha$ .
- Los dos trenes se encontrarán circulando en el mismo sentido, uno frenando y el otro arrancando. El tren que esté frenando se encontrará circulando en la vía de la derecha y lo hará en una longitud comprendida entre las coordenadas 66 m y 106 m tomando como sistema de referencia el estribo fijo. El otro tren estará arrancando en la otra vía y la acción se repartirá entre las coordenadas 74 m y 104 m, considerando el mismo

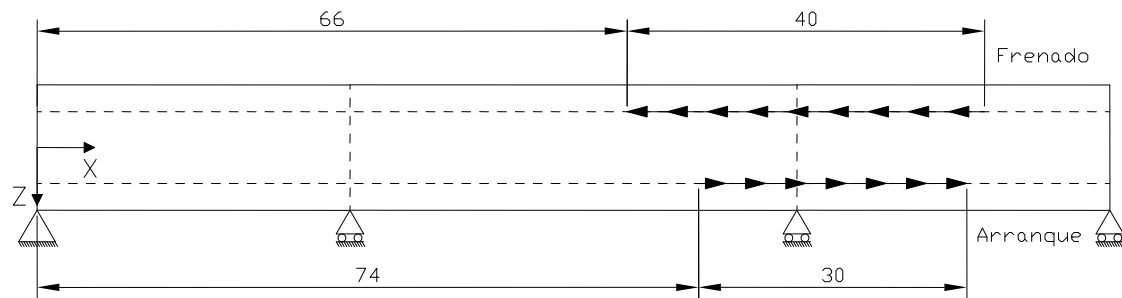
sistema de coordenadas. Tanto el frenado como el arranque se verán afectados por el coeficiente  $\alpha$ .

- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Para mayor claridad, se han representado las acciones que producen un máximo giro vertical en el estribo en la siguiente imagen. Al igual que con las flechas horizontales se ha representado el tablero en planta para ver acciones longitudinales.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

Tras la introducción de todas las cargas en ANSYS se ha obtenido una tabla con la rotación de las secciones del puente separadas a un metro. Se Adjunta dicha tabla en el apartado C.4.3.

**El conjunto de estas acciones, distribuidas como se indican, originan una rotación en la junta entre el estribo y el tablero de  $9,87 \cdot 10^{-6}$  rad, menos de los  $2,0 \cdot 10^{-3}$  rad que indica la IAPF-2007. Se demuestra entonces que se cumple la condición de giros en apoyos del tablero.**

## B.5. Vibración transversal del tablero

Para la comprobación de este estado límite de servicio es necesario cumplir dos condiciones descritas en la norma: la primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero no será inferior a 1,2 Hz y, para que amplitud de la vibración sea pequeña, el desplazamiento máximo transversal relativo entre dos puntos cuales quiera de un mismo vano será de 6 mm.

Para demostrar que el puente cumple la primera condición se ha realizado un análisis modal en ANSYS con el tablero no cargado, considerándolo como un elemento aislado. Estos son los 10 primeros modos de vibración del tablero.

Modo	Frecuencia
1	2.332999067641
2	4.135908280060
3	4.876916530461
4	6.311896519885
5	6.954407653846
<b>6</b>	<b>8.508717259674</b>
7	8.634842676911
8	9.018538781922
9	9.018538781922
0	12.63002313621

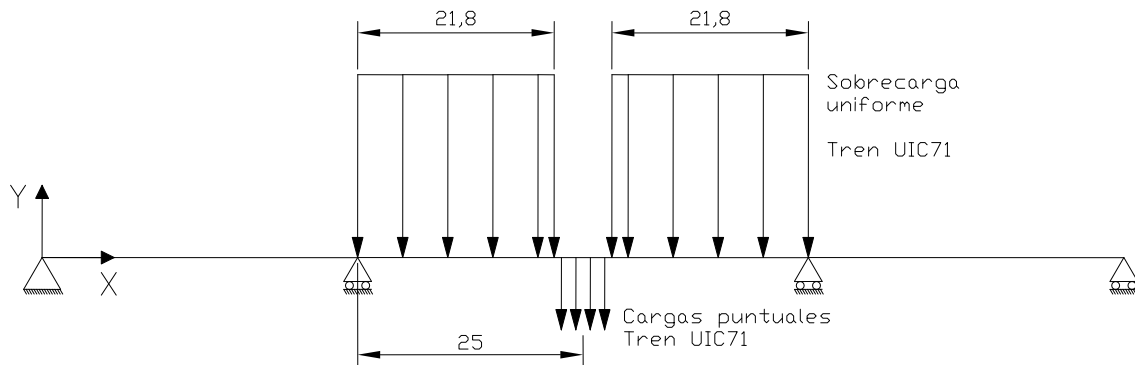
*En orden ascendente se han comprobado con ANSYS uno a uno cuál de estos modos es el primero por flexión transversal, este es el sexto modo. Se verifica entonces que su frecuencia propia es mayor de 1,2 Hz.*

Se comprueba ahora que el desplazamiento transversal relativo entre dos puntos de un mismo vano es menor de 6 mm, es obvio que el mayor desplazamiento relativo se dará en el vano central, por ser de mayor longitud. Para este apartado ha de tenerse en cuenta la deformación de la sección tanto por flexión como por alabeo o torsión. Las cargas que debemos aplicar son las descritas:

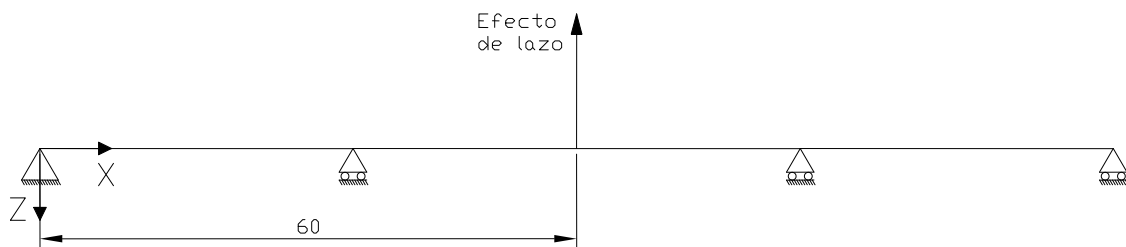
- La sobrecarga de un tren UIC71, actuando a lo largo de todo el vano central, afectada por el coeficiente  $\alpha$  y su coeficiente de impacto. Al tratarse de un solo tren solo estará cargada una de las vías.
- Las cargas puntuales del tren UIC71 se encontrarán en el centro del vano central, en las coordenadas: 57,6 m, 59,2 m, 60,8 m y 62,4 m tomando como centro de coordenadas el estribo fijo. Del mismo modo se multiplicarán por el coeficiente  $\alpha$  y el coeficiente de impacto.
- La carga puntual correspondiente al efecto de lazo del tren se encontrará en centro del vano central, en la coordenada 60 m, tomando como sistema de referencia el mismo que con las cargas puntuales del tren UIC71. El efecto de lazo estará afectado por el coeficiente  $\alpha$  y actuará en la misma vía que el tren UIC71, orientado hacia el exterior del puente para producir una máxima torsión junto con el tren UIC71.

- Al no existir combinación de cargas no se aplicarán los coeficientes de combinación.

En los siguientes dibujos puede verse la colocación de las cargas con mayor claridad.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas transversales.*

La aplicación de estas cargas en ANSYS produce una serie de deformaciones que se recogen en una tabla dentro del punto C.5. La deformación transversal total ha sido calculada como la suma de la deformación transversal (producida por el efecto de lazo) más la rotación transversal (producida por el tren de cargas UIC71 y el efecto de lazo) multiplicada por la distancia entre la cresta del carril y el centro de gravedad de la sección (constante y de valor 1,875 m).

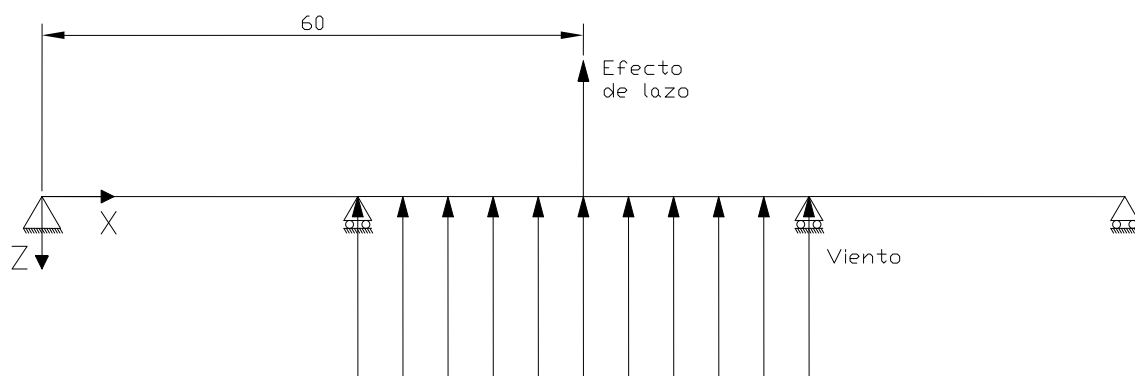
***El máximo desplazamiento relativo entre dos puntos del vano central se da para las secciones correspondientes al centro del vano y la pila, su valor es de 0,97 mm, menor que los 6 mm permitidos por la norma. Se cumple también la segunda condición para la comprobación de este estado límite.***

## B.6. Giro transversal del tablero

Esta comprobación se realizará con las sobrecargas de uso, las cargas de viento y el efecto de las acciones térmicas. La distribución de cargas que produce un mayor giro transversal en el tablero es la definida en los siguientes puntos:

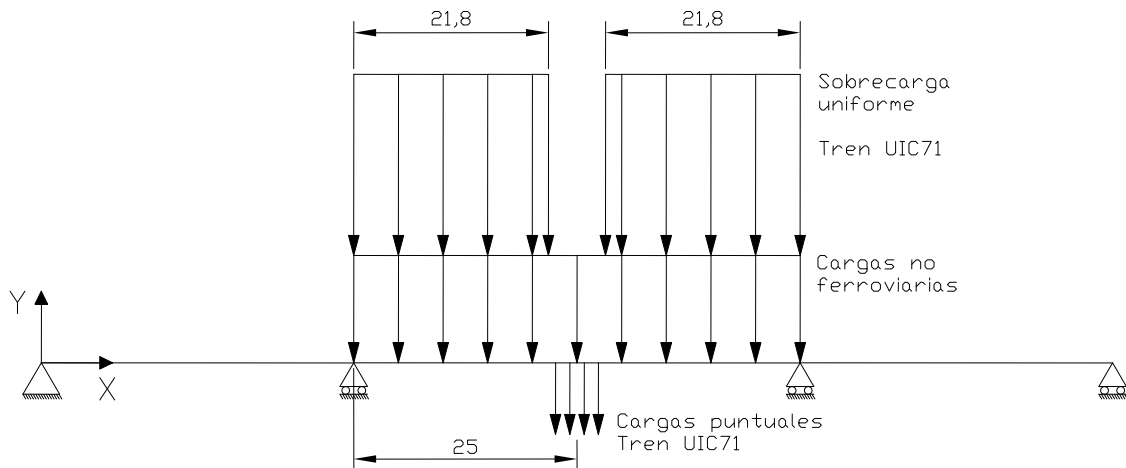
- La sobrecarga de uso de un tren de cargas verticales UIC71, afectada por  $\alpha$  y su coeficiente de impacto, actuará como carga variable principal a lo largo de todo el vano central. Al tratarse de un solo tren solo estará cargada una de las vías.
- Las cargas puntuales del tren UIC71 se encontrarán en el centro del vano central, en las coordenadas: 57,6 m, 59,2 m, 60,8 m y 62,4 m tomando como centro de coordenadas el estribo fijo. Del mismo modo se multiplicarán por el coeficiente  $\alpha$  y el coeficiente de impacto.
- El paseo que se encuentra junto a la vía cargada por el tren UIC71 se encontrará cargado y actuando a lo largo de todo el vano central.
- La carga puntual correspondiente al efecto de lazo del tren se encontrará en centro del vano central, en la coordenada 60 m, tomando como sistema de referencia el mismo que con las cargas puntuales del tren UIC71. El efecto de lazo estará afectado por el coeficiente  $\alpha$  y actuará en la misma vía que el tren UIC71, orientado hacia el exterior del puente para producir una máxima torsión junto con el resto de acciones.
- La acción correspondiente al viento actuando en todo el vano central con el mismo sentido que el efecto de lazo del tren, para maximizar los esfuerzos de torsión del puente. Tendremos en cuenta que cuando el viento actúa junto con la sobrecarga del tren UIC71 la presión básica a considerar es del cincuenta por ciento.
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

A continuación se puede ver la disposición de todas las cargas mencionadas en estas figuras.



*Distribución de las cargas transversales.*





*Distribución de las cargas verticales.*

Las deformaciones producidas por las acciones a lo largo de todo el puente las representamos en la tabla que se adjunta en el punto C.6 del anejo dedicado a las hojas de resultados.

***Esta configuración de cargas produce un giro transversal máximo en el centro del vano central, su valor es de  $5,94 \cdot 10^{-4}$  rad, por debajo de los  $2,7 \cdot 10^{-3}$  rad permitidos por la norma. El tablero cumple la norma también para este apartado.***

## B.7. Estados límite para el confort de los usuarios

Para asegurar los niveles de confort se limitarán las deformaciones verticales máximas del tablero, tanto para los vanos laterales como para el vano central. La comprobación de las deformaciones se realizará con las sobrecargas de uso, afectadas por su coeficiente de impacto. Se considerará una única vía cargada.

La norma indica que para velocidades de proyecto mayores de 120 km/h y coeficientes  $\alpha$  mayores de la unidad consideraremos  $\alpha = 1$ , por lo que no será necesario aplicar dicho coeficiente a las acciones.

### B.7.1. Flecha en el vano lateral

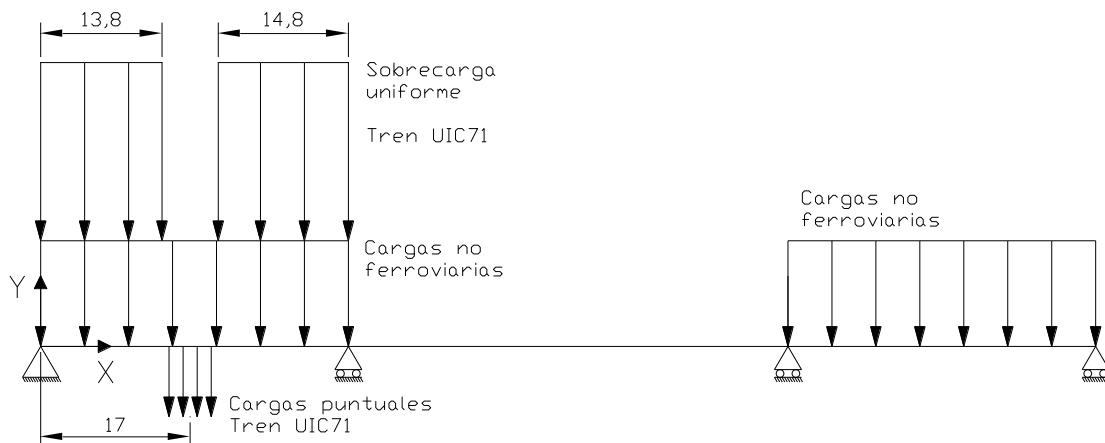
La distribución de acciones que produce una mayor deformación vertical en el vano lateral es la descrita a continuación.

- La sobrecarga de uso de un tren UIC71 actuando como carga variable principal a lo largo de un vano lateral. Esta carga se verá por su coeficiente de impacto.
- El centro de las cargas puntuales del tren UIC71 se encontrara a 17 m del estribo, actuando en el mismo vano lateral. Exactamente, cada una de las cargas puntuales se

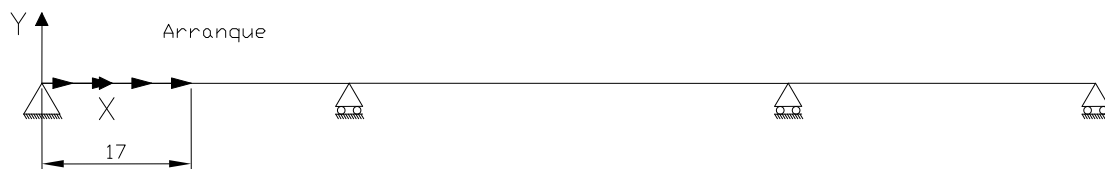
encontrará a 14,6 m, 16,2 m, 17,8 m y 19,4 m. Estas cargas puntuales también se considerarán como carga variable principal y estarán multiplicadas por su coeficiente de impacto.

- Los dos paseos de cada uno de los vanos laterales se encontrarán cargados, actuando a lo largo de todo el vano.
- El tren se encontrará arrancando, orientado en el sentido en que decrecen las X. La carga se encontrará en el mismo vano lateral en que se encuentra el tren UIC71 y se distribuirá desde el estribo hasta una longitud de 17 m.
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Las siguientes figuras representan la distribución de cargas indicada en las anteriores líneas.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

Se han registrado las deformaciones verticales de todas las secciones del tablero separadas a un metro de distancia producidas por la distribución de acciones detallada anteriormente en una tabla, incluida en el punto C.7.1.

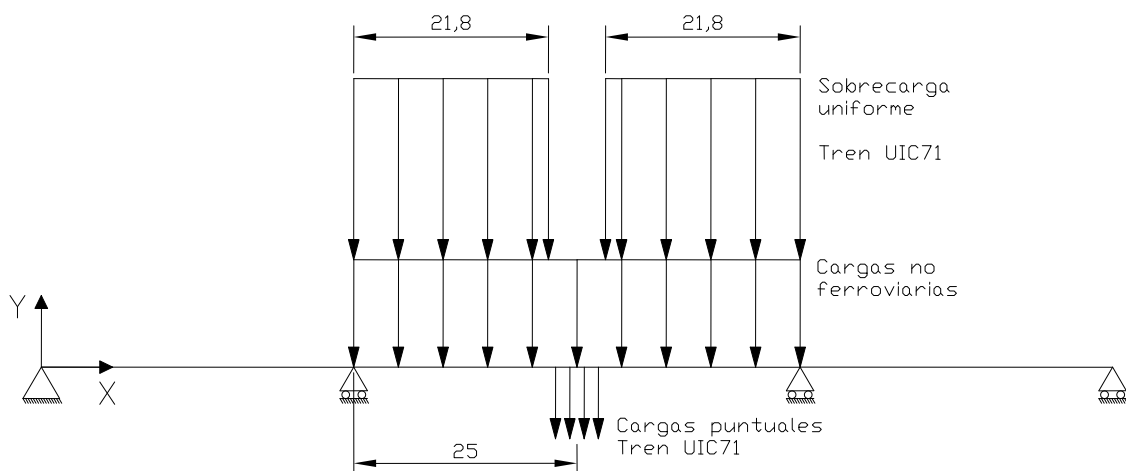
***La flecha que produce esta distribución de cargas se encuentra a 17 m del estribo y su valor es de 5,68 mm, mientras que la permitida por la norma para un nivel de confort muy bueno es de 27,8 mm. Se encuentra por debajo de la flecha límite de servicio y por tanto cumplimos la norma en este punto también.***

### B.7.2. Flecha en el vano central

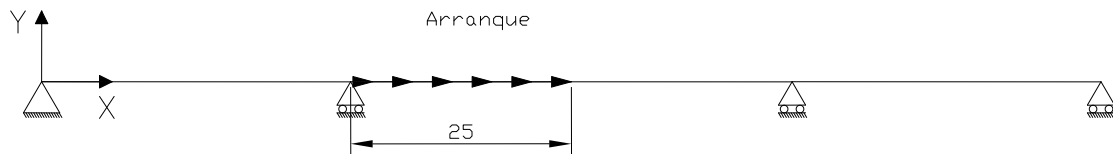
De igual modo, se comprueba la deformación vertical máxima en el vano central. Las acciones descritas en los siguientes puntos producen la mayor flecha posible en dicho vano.

- La sobrecarga de un tren UIC71 actuando como carga variable principal a lo largo de todo el vano, afectada por su coeficiente de impacto.
- Las cargas puntuales del tren UIC71 se encontrarán en el centro del vano central, en las coordenadas: 57,6 m, 59,2 m, 60,8 m y 62,4 m tomando como centro de coordenadas el estribo fijo. Del mismo modo, actuará como carga variable principal y se multiplicará el coeficiente de impacto.
- Se encontraran cargados los dos paseos a lo largo de todo el vano central.
- El tren se encontrará arrancando, orientado en el sentido en que decrecen las X. La carga se encontrará en el vano central y se distribuirá desde la pila más cercana al estribo fijo hasta una longitud de 25 m.
- Todas las cargas variables concomitantes (las que no son consideradas como carga variable principal) serán multiplicadas por el coeficiente de combinación  $\psi_0$ , contenido en la tabla 3.1 de la IAPF-2007.

Se han representado en los siguientes dibujos las acciones detalladas en los puntos anteriores.



*Distribución de las cargas verticales.*



*Distribución de las cargas longitudinales.*

La suma de estas acciones distribuidas según se ha indicado producen unos desplazamientos verticales que podemos ver en la tabla del punto C.7.2.

***En el centro del vano central se produce la máxima deformación vertical, el valor de su flecha es de 13,7 mm. La flecha que permite la norma es de 42,7 mm para un nivel de confort muy bueno. Al ser menor la flecha producida por las acciones se cumple en este punto la condición impuesta por la IAPF-2007.***

## B.8. Interacción longitudinal vía-tablero

Las acciones longitudinales que se aplican sobre los carriles (por aceleración o frenado) y las diferencias de deformación entre carriles y tablero (por variación de temperatura, flexión del tablero, fluencia y retracción) producen transferencias de carga entre carriles y tablero a través de la estructura soporte de la vía (balasto o placa). Estas transferencias afectan a las sollicitaciones del carril y del tablero y a las reacciones de los apoyos.

Para la definición de las acciones longitudinales la norma IAPF-2007 distingue tres tipos de estructuras:

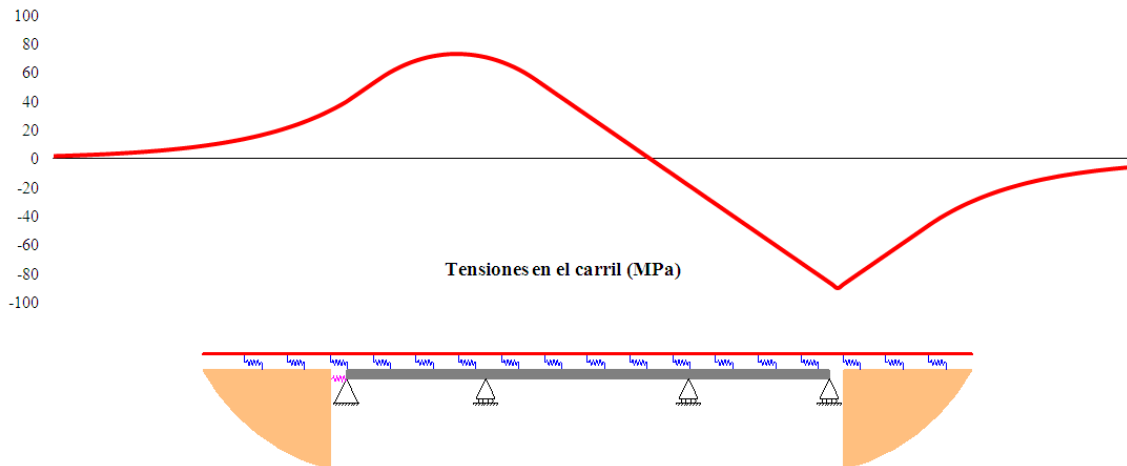
- De un solo vano o continuas de múltiples vanos con un apoyo fijo en un extremo.
- Continuas de múltiples vanos con un apoyo fijo situado en un punto intermedio del puente.
- De múltiples vanos isostáticos con apoyo fijo en un extremo de cada uno.

Se define como longitud de dilatación  $L_T$  a la distancia entre el centro térmico del puente y el extremo más alejado. A estos efectos se define como centro térmico del puente el punto que no sufre desplazamientos ante un aumento uniforme de la temperatura del mismo. La longitud de dilatación ( $L_T$ ) será:

- La longitud del puente, en las estructuras de tipo a).
- La distancia entre el apoyo fijo y el extremo más alejado, en las estructuras de tipo b).
- La longitud de cada vano, en las estructuras de tipo c).

La estructura diseñada en este proyecto es de tipo a), con un estribo fijo y otro móvil. Su longitud dilatable es igual a la longitud total del puente,  $L_T = 120 \text{ m}$ .

Las tensiones adicionales máximas en los carriles debidas a la interacción vía-tablero por las acciones de temperatura, frenado y arranque se limitan a 72 MPa en compresión y a 92 MPa en tracción. En el caso de carril continuo sin aparatos de dilatación obtenemos una ley de esfuerzos axiles similar a la que se observa en la siguiente figura.



*Ley de esfuerzos axiles para viaductos en que coinciden la longitud de dilatación y la longitud total del viaducto (viaductos continuos con punto fijo en un estribo), frente a un incremento de temperatura del tablero*

Como se ve en la figura, en este tipo de viaductos se produce una concentración de tensiones sobre la junta del estribo móvil. Frente a un incremento de temperatura del tablero los axiles son de compresión (de tracción para decremento de temperatura). En el caso de puentes con longitud de dilatación superior a 90 m se corre el riesgo de que estas tensiones se acerquen o superen los 72 MPa de límite de compresión fijados en la IAPF-2007. En este caso, en el que la longitud de dilatación supera en un 30% esos 90 m las tensiones superarán el límite con seguridad, por lo que se justifica la necesidad de incorporar dos aparatos de dilatación en la junta del estribo móvil (uno por cada una de las vías).

Por otra parte, para estas longitudes de dilatación cercanas al límite de los 90m es posible utilizar aparatos de dilatación de pequeño recorrido. El menor recorrido posible en los aparatos de dilatación comercializados es de 300 mm, que serán los que se utilizarán en este viaducto. También existen aparatos de dilatación con 600 mm y 1200 mm de recorrido, pero están diseñados para puentes con longitudes de dilatación mayores, de varios centenares de metros.



# Anejo C.

## Hojas de resultados

### Índice de resultados

C.1. Frecuencias propias.....	80
C.2. Alabeos.....	82
C.2.1. Alabeo parcial.....	82
C.2.2. Alabeo total.....	85
C.3. Deformaciones verticales del tablero .....	89
C.3.1. Flecha vertical en el vano lateral.....	89
C.3.2. Flecha vertical en el vano central.....	92
C.3.3. Giro vertical en el estribo .....	95
C.4. Deformaciones horizontales del tablero.....	99
C.4.1. Flecha horizontal en el vano lateral .....	99
C.4.2. Flecha horizontal en el vano central .....	102
C.4.3. Giro horizontal en el estribo .....	105
C.5. Desplazamiento transversal relativo.....	109
C.6. Giro transversal del tablero .....	114
C.7. Estados límite para el confort de los usuarios .....	118
C.7.1. Flecha en el vano lateral .....	118
C.7.2. Flecha en el vano central .....	121



***Frecuencias propias***



## C.1. Frecuencias propias

Frecuencias de los diez primeros modos propios de vibración del puente no cargado, después de realizar un análisis modal con ANSYS.

Modo	Frecuencia
1	2.332999067641
2	4.135908280060
3	4.876916530461
4	6.311896519885
5	6.954407653846
6	8.508717259674
7	8.634842676911
8	9.018538781922
9	9.018538781922
0	12.63002313621





***Alabeos del tablero***



## C.2. Alabeos

### C.2.1. Alabeo parcial

Coordenada X (m)	Rotación X (rad)	Alabeo (mm)
0	0	
1	0	
2	0	
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0	0
8	0	0
9	0	0
10	0	0
11	0	0
12	0	0
13	0	0
14	0	0
15	0	0
16	0	0
17	0	0
18	0	0
19	0	0
20	0	0
21	0	0
22	0	0
23	0	0
24	0	0
25	0	0
26	0	0
27	0	0
28	0	0
29	0	0
30	0	0
31	0	0
32	0	0
33	0	0
34	0	0
35	0	0
36	4,24E-05	0,0635505
37	8,23E-05	0,1233885
<b>38</b>	<b>1,19E-04</b>	<b>0,17838</b>



Coordenada X (m)	Rotación X (rad)	Alabeo (mm)
39	1,53E-04	0,1659645
40	1,84E-04	0,1524165
41	2,12E-04	0,14001
42	2,38E-04	0,127065
43	2,62E-04	0,116835
44	2,84E-04	0,10821
45	3,06E-04	0,101865
46	3,25E-04	0,09555
47	3,44E-04	0,089205
48	3,61E-04	0,08286
49	3,76E-04	0,076515
50	3,91E-04	0,070185
51	4,03E-04	0,063855
52	4,15E-04	0,05751
53	4,25E-04	0,05118
54	4,33E-04	0,044835
55	4,40E-04	0,038505
56	4,46E-04	0,03216
57	4,51E-04	0,02583
58	4,53E-04	0,019485
59	4,55E-04	0,01314
60	4,55E-04	0,00681
61	4,54E-04	0,000465
62	4,51E-04	-0,005865
63	4,47E-04	-0,01221
64	4,41E-04	-0,01854
65	4,34E-04	-0,02487
66	4,26E-04	-0,031215
67	4,16E-04	-0,037545
68	4,05E-04	-0,04389
69	3,93E-04	-0,05022
70	3,79E-04	-0,056565
71	3,63E-04	-0,06291
72	3,47E-04	-0,06924
73	3,28E-04	-0,075585
74	3,09E-04	-0,081915
75	2,88E-04	-0,08826
76	2,65E-04	-0,09459
77	2,41E-04	-0,10092
78	2,16E-04	-0,107265
79	1,90E-04	-0,113595
80	1,61E-04	-0,11994
81	1,32E-04	-0,126285
82	1,01E-04	-0,132615
83	6,88E-05	-0,1389615



Coordenada X (m)	Rotación X (rad)	Alabeo (mm)
84	3,51E-05	-0,145284
85	0	-0,151635
86	0	-0,1031985
87	0	-0,052656
88	0	0
89	0	0
90	0	0
91	0	0
92	0	0
93	0	0
94	0	0
95	0	0
96	0	0
97	0	0
98	0	0
99	0	0
100	0	0
101	0	0
102	0	0
103	0	0
104	0	0
105	0	0
106	0	0
107	0	0
108	0	0
109	0	0
110	0	0
111	0	0
112	0	0
113	0	0
114	0	0
115	0	0
116	0	0
117	0	0
118	0	0
119	0	0
120	0	0



### C.2.2. Alabeo total

Coordenada X (m)	Rotación X (rad)	Alabeo (mm)
0	0	
1	0	
2	0	
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0	0
8	0	0
9	0	0
10	0	0
11	0	0
12	0	0
13	0	0
14	0	0
15	0	0
16	0	0
17	0	0
18	0	0
19	0	0
20	0	0
21	0	0
22	0	0
23	0	0
24	0	0
25	0	0
26	0	0
27	0	0
28	0	0
29	0	0
30	0	0
31	0	0
32	0	0
33	0	0
34	0	0
35	0	0
36	0,000045332	0,067998
37	0,000088068	0,132102
<b>38</b>	<b>0,00012745</b>	<b>0,191174999</b>
39	0,00016415	0,178227
40	0,00019749	0,164133
41	0,00022824	0,151185



Coordenada X (m)	Rotación X (rad)	Alabeo (mm)
42	0,00025593	0,13767
43	0,0002821	0,126915
44	0,00030673	0,117735
45	0,00032984	0,110865
46	0,00035141	0,103965
47	0,00037146	0,097095
48	0,00038998	0,09021
49	0,00040697	0,08334
50	0,00042243	0,076455
51	0,00043636	0,06957
52	0,00044876	0,062685
53	0,00045963	0,0558
54	0,00046897	0,048915
55	0,00047679	0,042045
56	0,00048307	0,03516
57	0,00048782	0,028275
58	0,00049105	0,02139
59	0,00049274	0,014505
60	0,00049291	0,007635
61	0,00049154	0,000735
62	0,00048865	-0,006135
63	0,00048423	-0,01302
64	0,00047828	-0,01989
65	0,00047079	-0,02679
66	0,00046178	-0,033675
67	0,00045124	-0,04056
68	0,00043917	-0,04743
69	0,00042558	-0,0543
70	0,00041045	-0,061185
71	0,00039379	-0,06807
72	0,0003756	-0,07497
73	0,00035589	-0,08184
74	0,00033464	-0,088725
75	0,00031187	-0,095595
76	0,00028756	-0,102495
77	0,00026173	-0,109365
78	0,00023437	-0,11625
79	0,00020547	-0,123135
80	0,00017505	-0,13002
81	0,0001431	-0,136905
82	0,00010962	-0,143775
83	0,000074608	-0,150663
84	0,000038069	-0,1575465
85	0	-0,16443
86	0	-0,111912



Coordenada X (m)	Rotación X (rad)	Alabeo (mm)
87	0	-0,0571035
88	0	0
89	0	0
90	0	0
91	0	0
92	0	0
93	0	0
94	0	0
95	0	0
96	0	0
97	0	0
98	0	0
99	0	0
100	0	0
101	0	0
102	0	0
103	0	0
104	0	0
105	0	0
106	0	0
107	0	0
108	0	0
109	0	0
110	0	0
111	0	0
112	0	0
113	0	0
114	0	0
115	0	0
116	0	0
117	0	0
118	0	0
119	0	0
120	0	0



### ***Deformaciones verticales del tablero***





## C.3. Deformaciones verticales del tablero

### C.3.1. Flecha vertical en el vano lateral

Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
0	0
1	-1,21E-03
2	-2,40E-03
3	-3,57E-03
4	-4,71E-03
5	-5,80E-03
6	-6,84E-03
7	-7,81E-03
8	-8,72E-03
9	-9,54E-03
10	-1,03E-02
11	-1,09E-02
12	-1,15E-02
13	-1,19E-02
14	-1,23E-02
15	-1,25E-02
16	-1,27E-02
<b>17</b>	<b>-1,27E-02</b>
18	-1,26E-02
19	-1,24E-02
20	-1,21E-02
21	-1,17E-02
22	-1,12E-02
23	-1,06E-02
24	-9,93E-03
25	-9,19E-03
26	-8,38E-03
27	-7,52E-03
28	-6,62E-03
29	-5,68E-03
30	-4,72E-03
31	-3,74E-03
32	-2,77E-03
33	-1,81E-03
34	-8,86E-04
35	0
36	8,30E-04
37	1,60E-03
38	2,32E-03



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
39	2,98E-03
40	3,59E-03
41	4,15E-03
42	4,66E-03
43	5,12E-03
44	5,53E-03
45	5,89E-03
46	6,22E-03
47	6,50E-03
48	6,74E-03
49	6,94E-03
50	7,10E-03
51	7,22E-03
52	7,31E-03
53	7,36E-03
54	7,39E-03
55	7,38E-03
56	7,34E-03
57	7,27E-03
58	7,18E-03
59	7,06E-03
60	6,92E-03
61	6,76E-03
62	6,58E-03
63	6,37E-03
64	6,15E-03
65	5,91E-03
66	5,66E-03
67	5,40E-03
68	5,12E-03
69	4,83E-03
70	4,54E-03
71	4,23E-03
72	3,92E-03
73	3,61E-03
74	3,29E-03
75	2,97E-03
76	2,65E-03
77	2,33E-03
78	2,01E-03
79	1,70E-03
80	1,39E-03
81	1,10E-03
82	8,05E-04
83	5,25E-04



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
84	2,56E-04
85	0
86	-2,42E-04
87	-4,69E-04
88	-6,80E-04
89	-8,77E-04
90	-1,06E-03
91	-1,22E-03
92	-1,37E-03
93	-1,51E-03
94	-1,62E-03
95	-1,72E-03
96	-1,81E-03
97	-1,88E-03
98	-1,93E-03
99	-1,97E-03
100	-1,99E-03
101	-2,00E-03
102	-1,99E-03
103	-1,97E-03
104	-1,94E-03
105	-1,89E-03
106	-1,83E-03
107	-1,76E-03
108	-1,67E-03
109	-1,57E-03
110	-1,47E-03
111	-1,35E-03
112	-1,22E-03
113	-1,09E-03
114	-9,48E-04
115	-8,00E-04
116	-6,47E-04
117	-4,89E-04
118	-3,28E-04
119	-1,65E-04
120	0



### C.3.2. Flecha vertical en el vano central

Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
0	0
1	8,17E-04
2	1,62E-03
3	2,40E-03
4	3,16E-03
5	3,89E-03
6	4,59E-03
7	5,27E-03
8	5,91E-03
9	6,51E-03
10	7,07E-03
11	7,59E-03
12	8,07E-03
13	8,50E-03
14	8,87E-03
15	9,19E-03
16	9,46E-03
17	9,67E-03
18	9,81E-03
19	9,89E-03
20	9,90E-03
21	9,84E-03
22	9,71E-03
23	9,50E-03
24	9,21E-03
25	8,84E-03
26	8,39E-03
27	7,85E-03
28	7,21E-03
29	6,48E-03
30	5,66E-03
31	4,74E-03
32	3,71E-03
33	2,58E-03
34	1,35E-03
35	0
36	-1,46E-03
37	-3,01E-03
38	-4,64E-03
39	-6,32E-03
40	-8,05E-03
41	-9,80E-03



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
42	-1,16E-02
43	-1,33E-02
44	-1,51E-02
45	-1,68E-02
46	-1,84E-02
47	-2,00E-02
48	-2,16E-02
49	-2,30E-02
50	-2,44E-02
51	-2,57E-02
52	-2,68E-02
53	-2,79E-02
54	-2,88E-02
55	-2,96E-02
56	-3,02E-02
57	-3,08E-02
58	-3,11E-02
59	-3,14E-02
<b>60</b>	<b>-3,14E-02</b>
61	-3,13E-02
62	-3,11E-02
63	-3,07E-02
64	-3,02E-02
65	-2,96E-02
66	-2,88E-02
67	-2,79E-02
68	-2,68E-02
69	-2,56E-02
70	-2,44E-02
71	-2,30E-02
72	-2,16E-02
73	-2,00E-02
74	-1,84E-02
75	-1,68E-02
76	-1,51E-02
77	-1,33E-02
78	-1,16E-02
79	-9,80E-03
80	-8,04E-03
81	-6,32E-03
82	-4,63E-03
83	-3,01E-03
84	-1,46E-03
85	0
86	1,35E-03



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
87	2,58E-03
88	3,71E-03
89	4,73E-03
90	5,66E-03
91	6,48E-03
92	7,21E-03
93	7,84E-03
94	8,38E-03
95	8,84E-03
96	9,21E-03
97	9,50E-03
98	9,70E-03
99	9,84E-03
100	9,90E-03
101	9,88E-03
102	9,80E-03
103	9,66E-03
104	9,45E-03
105	9,19E-03
106	8,87E-03
107	8,49E-03
108	8,06E-03
109	7,59E-03
110	7,07E-03
111	6,50E-03
112	5,90E-03
113	5,26E-03
114	4,59E-03
115	3,89E-03
116	3,15E-03
117	2,40E-03
118	1,62E-03
119	8,16E-04
120	0



### C.3.3. Giro vertical en el estribo

Coordenada X (m)	Rotación Z (rad)
<b>0</b>	<b>-1,22E-03</b>
1	-1,21E-03
2	-1,19E-03
3	-1,16E-03
4	-1,12E-03
5	-1,07E-03
6	-1,01E-03
7	-9,42E-04
8	-8,64E-04
9	-7,79E-04
10	-6,88E-04
11	-5,90E-04
12	-4,87E-04
13	-3,80E-04
14	-2,70E-04
15	-1,59E-04
16	-4,91E-05
17	5,98E-05
18	1,66E-04
19	2,68E-04
20	3,66E-04
21	4,58E-04
22	5,45E-04
23	6,26E-04
24	7,00E-04
25	7,65E-04
26	8,22E-04
27	8,70E-04
28	9,09E-04
29	9,36E-04
30	9,53E-04
31	9,57E-04
32	9,49E-04
33	9,28E-04
34	8,92E-04
35	8,42E-04
36	7,85E-04
37	7,30E-04
38	6,76E-04
39	6,23E-04
40	5,72E-04
41	5,23E-04



Coordenada X (m)	Rotación Z (rad)
42	4,74E-04
43	4,28E-04
44	3,82E-04
45	3,38E-04
46	2,96E-04
47	2,55E-04
48	2,15E-04
49	1,77E-04
50	1,40E-04
51	1,04E-04
52	7,05E-05
53	3,80E-05
54	6,95E-06
55	-2,27E-05
56	-5,09E-05
57	-7,76E-05
58	-1,03E-04
59	-1,27E-04
60	-1,49E-04
61	-1,70E-04
62	-1,90E-04
63	-2,08E-04
64	-2,25E-04
65	-2,40E-04
66	-2,54E-04
67	-2,66E-04
68	-2,77E-04
69	-2,87E-04
70	-2,95E-04
71	-3,02E-04
72	-3,07E-04
73	-3,11E-04
74	-3,13E-04
75	-3,14E-04
76	-3,14E-04
77	-3,12E-04
78	-3,09E-04
79	-3,04E-04
80	-2,98E-04
81	-2,90E-04
82	-2,81E-04
83	-2,70E-04
84	-2,58E-04
85	-2,45E-04
86	-2,31E-04





Coordenada X (m)	Rotación Z (rad)
87	-2,16E-04
88	-2,01E-04
89	-1,86E-04
90	-1,71E-04
91	-1,55E-04
92	-1,39E-04
93	-1,24E-04
94	-1,08E-04
95	-9,22E-05
96	-7,66E-05
97	-6,10E-05
98	-4,56E-05
99	-3,04E-05
100	-1,55E-05
101	-8,00E-07
102	1,35E-05
103	2,75E-05
104	4,10E-05
105	5,41E-05
106	6,66E-05
107	7,86E-05
108	8,99E-05
109	1,01E-04
110	1,11E-04
111	1,20E-04
112	1,28E-04
113	1,36E-04
114	1,43E-04
115	1,49E-04
116	1,54E-04
117	1,58E-04
118	1,60E-04
119	1,62E-04
120	1,63E-04



### ***Deformaciones horizontales del tablero***



## C.4. Deformaciones horizontales del tablero

### C.4.1. Flecha horizontal en el vano lateral

Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)
0	0
1	-2,24E-07
2	-8,57E-07
3	-1,84E-06
4	-3,11E-06
5	-4,63E-06
6	-6,33E-06
7	-8,17E-06
8	-1,01E-05
9	-1,21E-05
10	-1,41E-05
11	-1,60E-05
12	-1,79E-05
13	-1,97E-05
14	-2,14E-05
15	-2,29E-05
16	-2,43E-05
17	-2,54E-05
18	-2,63E-05
19	-2,70E-05
20	-2,74E-05
21	-2,75E-05
22	-2,73E-05
23	-2,69E-05
24	-2,62E-05
25	-2,52E-05
26	-2,38E-05
27	-2,22E-05
28	-2,03E-05
29	-1,81E-05
30	-1,57E-05
31	-1,30E-05
32	-1,01E-05
33	-6,90E-06
34	-3,54E-06
35	0
36	3,69E-06
37	7,51E-06
38	1,14E-05



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)
39	1,55E-05
40	1,96E-05
41	2,37E-05
42	2,79E-05
43	3,22E-05
44	3,64E-05
45	4,06E-05
46	4,48E-05
47	4,89E-05
48	5,29E-05
49	5,68E-05
50	6,07E-05
51	6,44E-05
52	6,79E-05
53	7,13E-05
54	7,45E-05
55	7,74E-05
56	8,02E-05
57	8,27E-05
58	8,49E-05
59	8,69E-05
60	8,86E-05
61	8,99E-05
62	9,09E-05
63	9,16E-05
64	9,18E-05
65	9,17E-05
66	9,12E-05
67	9,02E-05
68	8,88E-05
69	8,69E-05
70	8,46E-05
71	8,18E-05
72	7,85E-05
73	7,48E-05
74	7,06E-05
75	6,61E-05
76	6,10E-05
77	5,56E-05
78	4,98E-05
79	4,37E-05
80	3,72E-05
81	3,04E-05
82	2,32E-05
83	1,57E-05



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)
84	8,01E-06
85	0
86	-8,25E-06
87	-1,67E-05
88	-2,51E-05
89	-3,36E-05
90	-4,19E-05
91	-5,01E-05
92	-5,80E-05
93	-6,56E-05
94	-7,27E-05
95	-7,93E-05
96	-8,54E-05
97	-9,09E-05
98	-9,56E-05
99	-9,96E-05
100	-1,03E-04
101	-1,05E-04
102	-1,06E-04
<b>103</b>	<b>-1,07E-04</b>
104	-1,06E-04
105	-1,05E-04
106	-1,02E-04
107	-9,90E-05
108	-9,48E-05
109	-8,98E-05
110	-8,42E-05
111	-7,78E-05
112	-7,08E-05
113	-6,32E-05
114	-5,52E-05
115	-4,67E-05
116	-3,78E-05
117	-2,86E-05
118	-1,92E-05
119	-9,64E-06
120	0



#### C.4.2. Flecha horizontal en el vano central

Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)
0	0
1	2,03E-07
2	7,87E-07
3	1,72E-06
4	2,96E-06
5	4,47E-06
6	6,22E-06
7	8,18E-06
8	1,03E-05
9	1,26E-05
10	1,49E-05
11	1,73E-05
12	1,97E-05
13	2,22E-05
14	2,45E-05
15	2,68E-05
16	2,90E-05
17	3,10E-05
18	3,28E-05
19	3,44E-05
20	3,58E-05
21	3,68E-05
22	3,75E-05
23	3,78E-05
24	3,78E-05
25	3,73E-05
26	3,63E-05
27	3,48E-05
28	3,27E-05
29	3,01E-05
30	2,68E-05
31	2,29E-05
32	1,83E-05
33	1,30E-05
34	6,89E-06
35	0
36	-7,70E-06
37	-1,61E-05
38	-2,52E-05
39	-3,48E-05
40	-4,47E-05
41	-5,51E-05



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)
42	-6,56E-05
43	-7,63E-05
44	-8,70E-05
45	-9,77E-05
46	-1,08E-04
47	-1,19E-04
48	-1,29E-04
49	-1,38E-04
50	-1,48E-04
51	-1,57E-04
52	-1,65E-04
53	-1,72E-04
54	-1,79E-04
55	-1,85E-04
56	-1,91E-04
57	-1,95E-04
58	-1,99E-04
59	-2,01E-04
60	-2,02E-04
<b>61</b>	<b>-2,03E-04</b>
62	-2,02E-04
63	-2,00E-04
64	-1,97E-04
65	-1,94E-04
66	-1,89E-04
67	-1,83E-04
68	-1,76E-04
69	-1,69E-04
70	-1,61E-04
71	-1,52E-04
72	-1,42E-04
73	-1,32E-04
74	-1,22E-04
75	-1,11E-04
76	-9,99E-05
77	-8,85E-05
78	-7,70E-05
79	-6,55E-05
80	-5,39E-05
81	-4,25E-05
82	-3,13E-05
83	-2,04E-05
84	-9,96E-06
85	0
86	9,36E-06



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)
87	1,81E-05
88	2,62E-05
89	3,37E-05
90	4,05E-05
91	4,67E-05
92	5,22E-05
93	5,71E-05
94	6,12E-05
95	6,48E-05
96	6,76E-05
97	6,99E-05
98	7,15E-05
99	7,25E-05
100	7,29E-05
101	7,28E-05
102	7,21E-05
103	7,09E-05
104	6,92E-05
105	6,71E-05
106	6,46E-05
107	6,16E-05
108	5,83E-05
109	5,46E-05
110	5,07E-05
111	4,64E-05
112	4,19E-05
113	3,71E-05
114	3,22E-05
115	2,71E-05
116	2,19E-05
117	1,65E-05
118	1,10E-05
119	5,53E-06
120	0





### C.4.3. Giro horizontal en el estribo

Coordenada X (m)	Rotación Y (rad)
0	0
1	4,28E-07
2	7,97E-07
3	1,11E-06
4	1,37E-06
5	1,57E-06
6	1,73E-06
7	1,84E-06
8	1,91E-06
9	1,94E-06
10	1,92E-06
11	1,87E-06
12	1,79E-06
13	1,68E-06
14	1,54E-06
15	1,37E-06
16	1,18E-06
17	9,69E-07
18	7,40E-07
19	4,96E-07
20	2,38E-07
21	-2,98E-08
22	-3,05E-07
23	-5,86E-07
24	-8,70E-07
25	-1,15E-06
26	-1,43E-06
27	-1,71E-06
28	-1,98E-06
29	-2,24E-06
30	-2,48E-06
31	-2,71E-06
32	-2,92E-06
33	-3,12E-06
34	-3,28E-06
35	-3,43E-06
36	-3,55E-06
37	-3,65E-06
38	-3,74E-06
39	-3,81E-06
40	-3,86E-06
41	-3,90E-06



Coordenada X (m)	Rotación Y (rad)
42	-3,92E-06
43	-3,92E-06
44	-3,91E-06
45	-3,88E-06
46	-3,83E-06
47	-3,76E-06
48	-3,68E-06
49	-3,58E-06
50	-3,47E-06
51	-3,34E-06
52	-3,19E-06
53	-3,02E-06
54	-2,84E-06
55	-2,64E-06
56	-2,42E-06
57	-2,19E-06
58	-1,94E-06
59	-1,68E-06
60	-1,39E-06
61	-1,09E-06
62	-7,74E-07
63	-4,40E-07
64	-8,94E-08
65	2,78E-07
66	6,63E-07
67	1,06E-06
68	1,47E-06
69	1,88E-06
70	2,29E-06
71	2,71E-06
72	3,13E-06
73	3,55E-06
74	3,98E-06
75	4,41E-06
76	4,82E-06
77	5,21E-06
78	5,59E-06
79	5,95E-06
80	6,29E-06
81	6,61E-06
82	6,91E-06
83	7,20E-06
84	7,46E-06
85	7,71E-06
86	7,91E-06



Coordenada X (m)	Rotación Y (rad)
87	8,02E-06
88	8,05E-06
89	8,00E-06
90	7,88E-06
91	7,68E-06
92	7,41E-06
93	7,08E-06
94	6,67E-06
95	6,20E-06
96	5,68E-06
97	5,09E-06
98	4,45E-06
99	3,75E-06
100	3,00E-06
101	2,21E-06
102	1,37E-06
103	4,87E-07
104	-4,37E-07
105	-1,40E-06
106	-2,37E-06
107	-3,33E-06
108	-4,24E-06
109	-5,09E-06
110	-5,87E-06
111	-6,60E-06
112	-7,26E-06
113	-7,85E-06
114	-8,37E-06
115	-8,82E-06
116	-9,19E-06
117	-9,48E-06
118	-9,70E-06
119	-9,83E-06
<b>120</b>	<b>-9,87E-06</b>



***Desplazamiento transversal relativo***

## C.5. Desplazamiento transversal relativo

Desplazamiento transversal relativo entre dos puntos de un mismo vano (se considerará que uno de esos puntos es el estribo o la pila, tomando como hipótesis que los dos son fijos), teniendo en cuenta la deformación de la sección tanto por flexión como por alabeo o torsión.

La deformación transversal total ha sido calculada como la suma de la deformación transversal (producida por el efecto de lazo) más la rotación transversal (producida por el tren de cargas UIC71 y el efecto de lazo) multiplicada por la distancia entre la cresta del carril y el centro de gravedad de la sección (constante y de valor 1,875 m).

Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)	Rotación X (rad)	Desplazamiento horizontal total (m)
0	0	0	0,0000000
1	-3,66E-08	0	0,0000000
2	-1,42E-07	0	-0,0000001
3	-3,10E-07	0	-0,0000003
4	-5,33E-07	0	-0,0000005
5	-8,07E-07	0	-0,0000008
6	-1,12E-06	0	-0,0000011
7	-1,48E-06	0	-0,0000015
8	-1,86E-06	0	-0,0000019
9	-2,27E-06	0	-0,0000023
10	-2,69E-06	0	-0,0000027
11	-3,12E-06	0	-0,0000031
12	-3,56E-06	0	-0,0000036
13	-4,00E-06	0	-0,0000040
14	-4,43E-06	0	-0,0000044
15	-4,84E-06	0	-0,0000048
16	-5,23E-06	0	-0,0000052
17	-5,59E-06	0	-0,0000056
18	-5,92E-06	0	-0,0000059
19	-6,21E-06	0	-0,0000062
20	-6,45E-06	0	-0,0000065
21	-6,64E-06	0	-0,0000066
22	-6,77E-06	0	-0,0000068
23	-6,83E-06	0	-0,0000068
24	-6,81E-06	0	-0,0000068
25	-6,72E-06	0	-0,0000067
26	-6,54E-06	0	-0,0000065
27	-6,27E-06	0	-0,0000063
28	-5,90E-06	0	-0,0000059
29	-5,43E-06	0	-0,0000054
30	-4,84E-06	0	-0,0000048



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)	Rotación X (rad)	Desplazamiento horizontal total (m)
31	-4,13E-06	0	-0,0000041
32	-3,30E-06	0	-0,0000033
33	-2,34E-06	0	-0,0000023
34	-1,24E-06	0	-0,0000012
35	0	0	0,0000000
36	1,39E-06	3,49E-05	0,0000669
37	2,91E-06	6,87E-05	0,0001317
38	4,56E-06	1,01E-04	0,0001943
39	6,30E-06	1,32E-04	0,0002547
40	8,13E-06	1,63E-04	0,0003129
41	1,00E-05	1,91E-04	0,0003689
42	1,20E-05	2,19E-04	0,0004227
43	1,40E-05	2,45E-04	0,0004742
44	1,60E-05	2,71E-04	0,0005235
45	1,80E-05	2,95E-04	0,0005705
46	2,00E-05	3,17E-04	0,0006152
47	2,20E-05	3,39E-04	0,0006576
48	2,39E-05	3,59E-04	0,0006976
49	2,58E-05	3,78E-04	0,0007353
50	2,76E-05	3,96E-04	0,0007707
51	2,94E-05	4,13E-04	0,0008037
52	3,10E-05	4,28E-04	0,0008343
53	3,24E-05	4,43E-04	0,0008624
54	3,38E-05	4,56E-04	0,0008882
55	3,50E-05	4,67E-04	0,0009115
56	3,60E-05	4,78E-04	0,0009324
57	3,68E-05	4,87E-04	0,0009507
58	3,74E-05	4,94E-04	0,0009638
59	3,79E-05	4,98E-04	0,0009723
<b>60</b>	<b>3,80E-05</b>	<b>5,00E-04</b>	<b>0,0009749</b>
61	3,79E-05	4,98E-04	0,0009724
62	3,76E-05	4,94E-04	0,0009640
63	3,71E-05	4,87E-04	0,0009510
64	3,64E-05	4,78E-04	0,0009327
65	3,54E-05	4,67E-04	0,0009119
66	3,43E-05	4,56E-04	0,0008887
67	3,30E-05	4,43E-04	0,0008630
68	3,16E-05	4,28E-04	0,0008349
69	3,01E-05	4,13E-04	0,0008044
70	2,84E-05	3,96E-04	0,0007715
71	2,66E-05	3,78E-04	0,0007362
72	2,48E-05	3,59E-04	0,0006985
73	2,29E-05	3,39E-04	0,0006584
74	2,09E-05	3,17E-04	0,0006161



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)	Rotación X (rad)	Desplazamiento horizontal total (m)
75	1,89E-05	2,95E-04	0,0005714
76	1,69E-05	2,71E-04	0,0005244
77	1,48E-05	2,45E-04	0,0004751
78	1,28E-05	2,19E-04	0,0004235
79	1,08E-05	1,91E-04	0,0003697
80	8,79E-06	1,63E-04	0,0003136
81	6,87E-06	1,32E-04	0,0002553
82	5,01E-06	1,01E-04	0,0001947
83	3,24E-06	6,87E-05	0,0001320
84	1,56E-06	3,49E-05	0,0000671
85	0	0	0,0000000
86	-1,44E-06	0	-0,0000014
87	-2,75E-06	0	-0,0000027
88	-3,94E-06	0	-0,0000039
89	-5,01E-06	0	-0,0000050
90	-5,97E-06	0	-0,0000060
91	-6,82E-06	0	-0,0000068
92	-7,56E-06	0	-0,0000076
93	-8,20E-06	0	-0,0000082
94	-8,74E-06	0	-0,0000087
95	-9,19E-06	0	-0,0000092
96	-9,54E-06	0	-0,0000095
97	-9,80E-06	0	-0,0000098
98	-9,98E-06	0	-0,0000100
99	-1,01E-05	0	-0,0000101
100	-1,01E-05	0	-0,0000101
101	-1,01E-05	0	-0,0000101
102	-9,93E-06	0	-0,0000099
103	-9,75E-06	0	-0,0000097
104	-9,50E-06	0	-0,0000095
105	-9,19E-06	0	-0,0000092
106	-8,82E-06	0	-0,0000088
107	-8,41E-06	0	-0,0000084
108	-7,94E-06	0	-0,0000079
109	-7,44E-06	0	-0,0000074
110	-6,89E-06	0	-0,0000069
111	-6,31E-06	0	-0,0000063
112	-5,69E-06	0	-0,0000057
113	-5,04E-06	0	-0,0000050
114	-4,37E-06	0	-0,0000044
115	-3,67E-06	0	-0,0000037
116	-2,96E-06	0	-0,0000030
117	-2,23E-06	0	-0,0000022
118	-1,50E-06	0	-0,0000015



Coordenada X (m)	Desplazamiento horizontal (m)	Rotación X (rad)	Desplazamiento horizontal total (m)
119	-7,50E-07	0	-0,0000007
120	0	0	0,0000000





***Giro transversal del tablero***



## C.6. Giro transversal del tablero

Coordenada X (m)	Rotación X (rad)
0	0
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
24	0
25	0
26	0
27	0
28	0
29	0
30	0
31	0
32	0
33	0
34	0
35	0
36	4,25E-05
37	8,34E-05
38	1,23E-04
39	1,61E-04
40	1,97E-04
41	2,32E-04



Coordenada X (m)	Rotación X (rad)
42	2,65E-04
43	2,97E-04
44	3,27E-04
45	3,56E-04
46	3,83E-04
47	4,09E-04
48	4,33E-04
49	4,55E-04
50	4,76E-04
51	4,96E-04
52	5,14E-04
53	5,30E-04
54	5,45E-04
55	5,59E-04
56	5,71E-04
57	5,81E-04
58	5,88E-04
59	5,93E-04
<b>60</b>	<b>5,94E-04</b>
61	5,93E-04
62	5,88E-04
63	5,81E-04
64	5,71E-04
65	5,59E-04
66	5,45E-04
67	5,30E-04
68	5,14E-04
69	4,96E-04
70	4,76E-04
71	4,55E-04
72	4,33E-04
73	4,09E-04
74	3,83E-04
75	3,56E-04
76	3,27E-04
77	2,97E-04
78	2,65E-04
79	2,32E-04
80	1,97E-04
81	1,61E-04
82	1,23E-04
83	8,34E-05
84	4,25E-05
85	0
86	0



Coordenada X (m)	Rotación X (rad)
87	0
88	0
89	0
90	0
91	0
92	0
93	0
94	0
95	0
96	0
97	0
98	0
99	0
100	0
101	0
102	0
103	0
104	0
105	0
106	0
107	0
108	0
109	0
110	0
111	0
112	0
113	0
114	0
115	0
116	0
117	0
118	0
119	0
120	0



***Estados límite para el confort de los usuarios***



## C.7. Estados límite para el confort de los usuarios

### C.7.1. Flecha en el vano lateral

Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
0	0
1	-5,40E-04
2	-1,08E-03
3	-1,60E-03
4	-2,11E-03
5	-2,60E-03
6	-3,06E-03
7	-3,50E-03
8	-3,90E-03
9	-4,27E-03
10	-4,60E-03
11	-4,90E-03
12	-5,14E-03
13	-5,35E-03
14	-5,50E-03
15	-5,61E-03
16	-5,67E-03
<b>17</b>	<b>-5,68E-03</b>
18	-5,64E-03
19	-5,55E-03
20	-5,42E-03
21	-5,24E-03
22	-5,02E-03
23	-4,75E-03
24	-4,46E-03
25	-4,13E-03
26	-3,77E-03
27	-3,38E-03
28	-2,98E-03
29	-2,56E-03
30	-2,12E-03
31	-1,69E-03
32	-1,25E-03
33	-8,19E-04
34	-4,00E-04
35	0
36	3,76E-04
37	7,26E-04
38	1,05E-03



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
39	1,36E-03
40	1,63E-03
41	1,89E-03
42	2,13E-03
43	2,34E-03
44	2,53E-03
45	2,70E-03
46	2,86E-03
47	2,99E-03
48	3,10E-03
49	3,20E-03
50	3,28E-03
51	3,35E-03
52	3,39E-03
53	3,43E-03
54	3,44E-03
55	3,45E-03
56	3,44E-03
57	3,41E-03
58	3,38E-03
59	3,33E-03
60	3,27E-03
61	3,21E-03
62	3,13E-03
63	3,04E-03
64	2,94E-03
65	2,84E-03
66	2,73E-03
67	2,61E-03
68	2,48E-03
69	2,35E-03
70	2,22E-03
71	2,08E-03
72	1,94E-03
73	1,79E-03
74	1,64E-03
75	1,49E-03
76	1,34E-03
77	1,18E-03
78	1,03E-03
79	8,75E-04
80	7,23E-04
81	5,73E-04
82	4,25E-04
83	2,79E-04



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
84	1,38E-04
85	0
86	-1,33E-04
87	-2,61E-04
88	-3,82E-04
89	-4,98E-04
90	-6,06E-04
91	-7,07E-04
92	-8,00E-04
93	-8,85E-04
94	-9,61E-04
95	-1,03E-03
96	-1,09E-03
97	-1,14E-03
98	-1,18E-03
99	-1,21E-03
100	-1,23E-03
101	-1,24E-03
102	-1,24E-03
103	-1,24E-03
104	-1,22E-03
105	-1,20E-03
106	-1,16E-03
107	-1,12E-03
108	-1,07E-03
109	-1,01E-03
110	-9,45E-04
111	-8,72E-04
112	-7,93E-04
113	-7,08E-04
114	-6,17E-04
115	-5,22E-04
116	-4,23E-04
117	-3,20E-04
118	-2,15E-04
119	-1,08E-04
120	0





### C.7.2. Flecha en el vano central

Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
0	0
1	3,01E-04
2	6,01E-04
3	8,97E-04
4	1,19E-03
5	1,48E-03
6	1,75E-03
7	2,02E-03
8	2,28E-03
9	2,53E-03
10	2,77E-03
11	2,99E-03
12	3,19E-03
13	3,38E-03
14	3,54E-03
15	3,69E-03
16	3,81E-03
17	3,91E-03
18	3,99E-03
19	4,04E-03
20	4,06E-03
21	4,05E-03
22	4,01E-03
23	3,94E-03
24	3,83E-03
25	3,69E-03
26	3,51E-03
27	3,29E-03
28	3,04E-03
29	2,74E-03
30	2,40E-03
31	2,01E-03
32	1,58E-03
33	1,10E-03
34	5,77E-04
35	0
36	-6,27E-04
37	-1,30E-03
38	-2,00E-03
39	-2,73E-03
40	-3,48E-03
41	-4,25E-03



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
42	-5,02E-03
43	-5,79E-03
44	-6,55E-03
45	-7,29E-03
46	-8,02E-03
47	-8,72E-03
48	-9,39E-03
49	-1,00E-02
50	-1,06E-02
51	-1,12E-02
52	-1,17E-02
53	-1,22E-02
54	-1,26E-02
55	-1,29E-02
56	-1,32E-02
57	-1,34E-02
58	-1,36E-02
59	-1,37E-02
<b>60</b>	<b>-1,37E-02</b>
61	-1,37E-02
62	-1,36E-02
63	-1,34E-02
64	-1,32E-02
65	-1,29E-02
66	-1,26E-02
67	-1,22E-02
68	-1,17E-02
69	-1,12E-02
70	-1,06E-02
71	-1,00E-02
72	-9,39E-03
73	-8,72E-03
74	-8,01E-03
75	-7,29E-03
76	-6,54E-03
77	-5,78E-03
78	-5,01E-03
79	-4,25E-03
80	-3,48E-03
81	-2,73E-03
82	-2,00E-03
83	-1,30E-03
84	-6,26E-04
85	0
86	5,76E-04



Coordenada X (m)	Desplazamiento vertical (m)
87	1,10E-03
88	1,58E-03
89	2,01E-03
90	2,40E-03
91	2,74E-03
92	3,03E-03
93	3,29E-03
94	3,51E-03
95	3,69E-03
96	3,83E-03
97	3,93E-03
98	4,00E-03
99	4,04E-03
100	4,05E-03
101	4,03E-03
102	3,98E-03
103	3,91E-03
104	3,81E-03
105	3,69E-03
106	3,54E-03
107	3,37E-03
108	3,19E-03
109	2,98E-03
110	2,76E-03
111	2,53E-03
112	2,28E-03
113	2,02E-03
114	1,75E-03
115	1,47E-03
116	1,19E-03
117	8,96E-04
118	6,00E-04
119	3,01E-04
120	0